Transactions Second Congress on Large Dams

Compte Rendu Deuxième Congrès des Grands Barrages

Gesamtbericht Zweiter Talsperrenkongress

Actas y Memorias Segundo Congreso de Grandes Presas

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
OF THE WORLD POWER CONFERENCE

Commission Internationale des Grands Barrages de la
Conférence Mondiale de l'Énergie

Internationale Talsperren-Kommission
der Weltkraftkonferenz

Comisión Internacional de Grandes Presas de la
Conferencia Mundial de la Energía

VOLUME IV

UNITED STATES
GOVERNMENT PRINTING OFFICE
WASHINGTON : 1938

*

For sale by the
Superintendent of Documents, Washington, D. C.

VOLUME IV

Question VI

GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION MATERIALS

Question VI—Frage VI—Cuestión VI

Étude Géotechnique des Sols de Fondation

Geotechnische Untersuchung von Taluntergrundes

Estudio Geotécnico de los Terrenos de Fundación

Question VII

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

Question VII—Frage VII—Cuestión VII

Calculs de Stabilité des Barrages en Terre

Berechnung der Standfestigkeit von Erddämmen

Cálculo de Estabilidad de las Presas de Tierra

*

REPORTS AND DISCUSSIONS

Rapports et Discussions—Berichte und Diskussionen

Memorias y Discusiones

The "general reports" will be found in Volume I

Les "rapports généraux" se trouvent dans le Volume I

Die "Generalberichte" sind in Band I enthalten

Las "ponencias generales" se encuentran en el Volumen I

EDITOR

Rédacteur — Schriftleitung — Redactor

*

O. C. MERRILL

CONTENTS

Table des Matières—Inhaltsverzeichnis—Tabla de Materias

Question VI

GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION MATERIALS

Question VI—Frage VI—Cuestión VI

Étude Géotechnique des Sols de Fondation

Geotechnische Untersuchung von Taluntergrundes

Estudio Geotécnico de los Terrenos de Fundación

REPORTS—Rapports—Berichte—Memorias

		Page
D36	ALGERIA, Drouhin and Martin Essais Géotechniques des Terrains de Fondation	3
D7	FRANCE, Schlumberger Application of Electric Prospecting to the Study of Dam Sites	67
D37	GERMANY, Ehrenberg and Tiedemann Untersuchung Eines Taluntergrundes auf seine Eignung als Stauwerksträger	81
D15	GREAT BRITAIN, Bromehead Geology of Reservoir-Dam Sites	113
D63	ITALY, Pagliaro Geotechnical Study of Foundation Materials for Dams	121
D21	JAPAN, Morokawa and Iwaoka Examples of Dam Construction Contributing to Geotechnical Study of Foundation	133
D46	SWEDEN, Sundberg Determination of Depth to Bedrock	145
D54	SWEDEN, Olsson Method for Taking Earth Samples with the Most Undisturbed Natural Consistency	157
D8	SWITZERLAND, Lugeon Geotechnical Studies of Foundation Materials	163
D57	UNITED STATES, Mead Engineering Geology of Dam Sites	171

Page

D35 U. S. S. R., Grischin 193
Untersuchung unter Berücksichtigung der Geotechnischen Beschaffenheiten des Baugrundes bei Talsperrenprojektierung

DISCUSSION 223

SUMMARY 229

RÉSUMÉ 230

ZUSAMMENFASSUNG 230

RESUMEN 231

Question VII

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

Question VII—Frage VII—Cuestión VII

Calculs de Stabilité des Barrages en Terre

Berechnung der Standfestigkeit von Erddämmen

Cálculo de Establilidad de la Presas de Tierra

REPORTS—Rapports—Berichte—Memorias

D41 CZECHOSLOVAKIA, Myslivec 235
Rolling the Soil in Dams

D30 FRANCE, Frontard 243
Calculs de Stabilité des Barrages en Terre

D47 FRANCE, Mayer 295
Characteristics of Materials used in Earth Dam Construction—Stability of Earth Dams in Cases of Reservoir Discharge

D38 GERMANY, Ehrenberg 331
Standfestigkeitsberechnung von Staudämmen

D64 ITALY, Pagliaro 391
Stability of Earth Dams

D20 JAPAN, Takata and Kambara 415
Problems Concerning Stability Calculation of Earth Dam on Movement and Action of Infiltrating Water

D22 JAPAN, Mononobe, Takata and Matumura 435
Seismic Stability of the Earth Dam

D48 SWEDEN, Fellenius 445
Calculation of the Stability of Earth Dams

		Page
D50	SWEDEN, Jonson Calculation of the Stability of Earth Dams	463
D16	SWITZERLAND, Brodowski and Jeuch Standfestigkeitsberechnungen von Erddämmen	481
D56	UNITED STATES, Knappen Calculation of the Stability of Earth Dams	505
D58	UNITED STATES, May and Brahtz Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams	539
D59	UNITED STATES, Gilboy Stability of Embankment Foundations	577
D39	U. S. S. R., Chugaev Approximate Determination of Stability of Earth Dams	593
D40	U. S. S. R., Ivanov Stability Conditions of Earth Bodies and the Analysis of Slopes and Foundations of Earth Dams	615
DISCUSSION		639
SUMMARY		649
RÉSUMÉ		649
ZUSAMMENFASSUNG		650
RESUMEN		651

Question VI

Geotechnical Studies of Foundation Materials

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

ESSAIS GEOTECHNIQUES DES TERRAINS DE FONDATION*

M. DROUHIN [1]

Ingénieur des Ponts et Chaussées

Algérie

L'Afrique du Nord, et plus spécialement l'Algérie, est un des pays où la connaissance approfondie des terrains est le plus indispensable pour la construction des barrages. Là, en effet, où de tels ouvrages doivent être établis pour des raisons topographiques et des raisons d'exploitation, c'est-à-dire dans la partie moyenne des vallées creusées dans le versant Nord de l'Atlas Tellien, les sols de fondation sont généralement très médiocres.

À part de très rares exceptions, ils offrent la plus grande hétérogénéité, étant formés de couches peu épaisses et de structures variées: grès, calcaires, marnes plus ou moins sableuses, sables plus ou moins argileux ou gréseux. L'ensemble, fréquemment compliqué d'accidents tectoniques, ne présente souvent qu'une résistance précaire aux tassements, aux glissements, aux passages d'eau, aux entraînements de matière solide. Encore peut-on s'estimer heureux si à ces difficultés ne vient pas s'ajouter la présence d'eau chargée de sels nocifs.

Dans ces conditions il était naturel que les ingénieurs fissent un large appel aux méthodes modernes d'investigation, pour établir les projets d'exécution en connaissance de cause, au besoin pour les modifier à mesure de l'avancement des études, dans le but de parer d'une façon certaine à tous les dangers qui pouvaient se présenter.

La connaissance complète des terrains de fondation d'un grand barrage suppose en effet, dans les cas difficiles, des études et des

**Geotechnical tests of foundation materials.*
Geotechnische Untersuchungen an Fundamentstoffen.
Ensayos geotécnicos de los terrenos de fundación.

[1] *Annexe par M. Martin, Ingénieur des Ponts et Chaussées.*

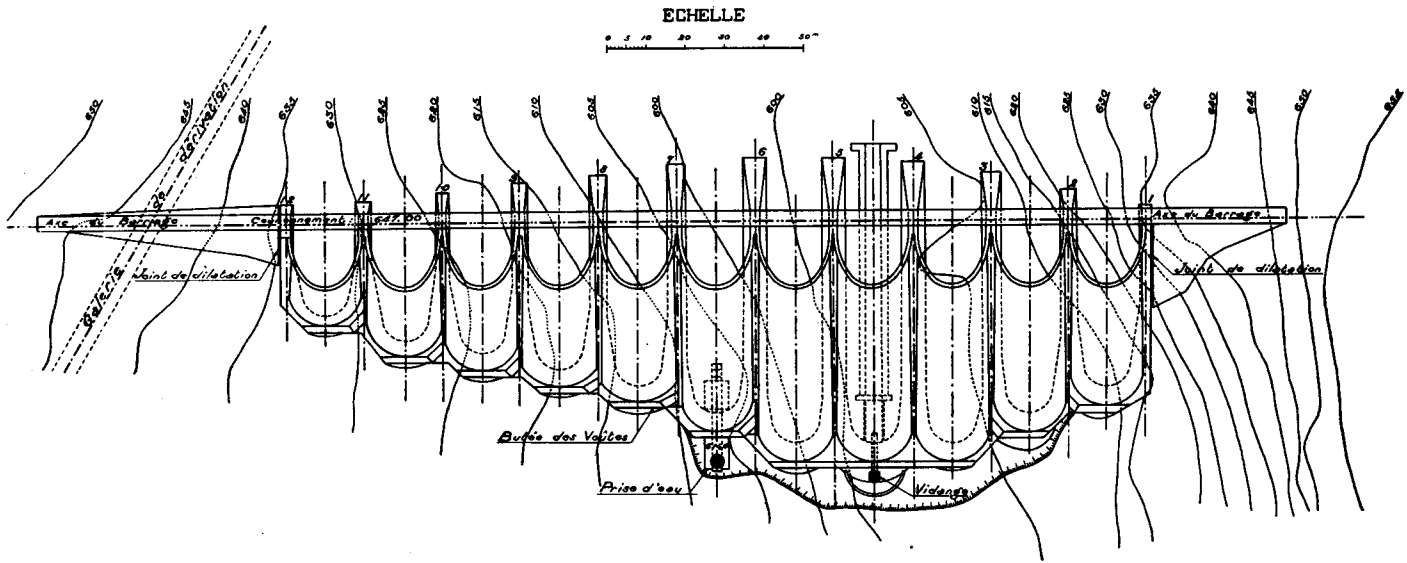


FIGURE 1.—**Barrage de Béni-Bahdel. Plan.** — Béni-Bahdel Dam. — Béni-Bahdel-Talsperre. Gesamtansicht der Talsperre. — Presa de Béni-Bahdel.

expériences multiples. La recherche commence avec les premières études géologiques, pour lesquelles, dans les cas favorables, le spécialiste peut s'aider des procédés géophysiques (par exemple cartes de résistivités électriques, avec différentes profondeurs d'investigation). L'étude détaillée suppose l'exécution d'un grand nombre de forages, destinés à vérifier petit à petit les hypothèses de départ et à préciser le premier schéma. Si les terrains sont marneux ou argileux, ce sont ensuite les essais de compression et de glissement. Dans les cas délicats, si on a affaire à des argiles mal consolidées, on doit avoir recours à tous les essais de laboratoire désormais classiques dans ce genre de recherches. Pour les couches sableuses fines et peu cohérentes, la connaissance de la granulométrie moyenne est indispensable. Les recherches concernant les perméabilités des différentes couches, et la perméabilité moyenne d'un ensemble, tiennent également une grande place.

Ces différents essais supposent l'existence à proximité, et de préférence sur le chantier même, d'un laboratoire bien monté. Mais des résultats complets ne peuvent être acquis que par des contrôles nombreux effectués en place à la faveur de l'exécution des sondages, du creusement des fouilles, ou de divers puits ou galeries. C'est pourquoi on ne peut imaginer que les études avant tout commencement d'exécution, auxquelles il est rare du reste qu'on puisse consacrer le temps et la dépense qu'elles mériteraient, soient susceptibles de conduire à un projet réalisable sans modifications.

Le but du présent rapport est précisément de montrer, par quelques exemples concrets, et sans exposer la question sous une forme générale, comment les résultats d'essais géotechniques peuvent influer sur les projets soit avant exécution, soit en cours de travaux, ainsi que sur le mode d'exécution des travaux.

Nos exemples seront empruntés à deux barrages actuellement en construction, celui de Béni-Bahdel et celui de Bou-Hanifia.

Dans deux notes annexes seront exposés, en fonction des résultats des essais de perméabilité, les travaux d'étanchement du sol et les précautions prises pour lutter contre le danger d'érosion souterraine aux barrages de Bou-Hanifia et du Ghrib.

Barrage de Béni-Bahdel

Ce barrage est situé sur la Tafna, petit fleuve coulant à l'ouest du département d'Oran, au voisinage de la frontière algéro-morocaine. Son emplacement passe à juste titre, quant à la qualité du terrain de fondation, pour un des moins mauvais d'Algérie.

Aperçu géologique

À l'endroit choisi pour le barrage, la rivière coule à la cote (600,00) sur des formations gréso-schisteuses rattachées au Séquanien (Jurassique supérieur).

Le fond et les berges, dans la partie intéressant l'appui de l'ouvrage, sont formés d'assises assez puissantes d'un beau grès quartzeux séparées par des couches de schistes marneux et gréso-marneux. Certaines couches de grès sont elles-mêmes finement litées et prennent l'aspect du schiste.

La direction locale de la vallée est sensiblement E.N.E.–O.S.O. Le plongement des couches est d'environ 25° et dirigé vers le nord-ouest.

Il existe des failles mais qui n'intéressent que peu l'emplacement du barrage, sauf en ce qui concerne les travaux d'étanchement.

CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

À la suite des études géologiques d'ensemble, complétées par quelques essais de perméabilité et de compression, on choisit comme type d'ouvrage le barrage à voûtes multiples pour les raisons suivantes:

la compressibilité des terrains est relativement faible et permet l'établissement d'un ouvrage de type rigide;

il est toutefois indispensable de ne pas charger uniformément le sol à des taux notables. Il est préférable d'avoir des fondations discontinues que l'on pourra traiter tout spécialement. En outre, de cette façon, le temps pendant lequel le schiste sera décomprimé et restera à l'air pourra être réduit au minimum, ce qui est intéressant pour sa bonne tenue. Enfin, une fois l'ouvrage en service, la surveillance des résurgences sera aisée, ce qui présente une grande importance pour un ouvrage installé sur des couches dont l'équilibre peut être modifié par le degré d'imbibition.

Le barrage est arasé à la cote (647,00) soit à 47 m au-dessus du lit primitif de l'oued. Les grands traits du projet sont visibles sur les fig. 1 et 2 — plan et profil-type —. Les contreforts, inclinés sensiblement à 1/1 à l'amont, et à 0,3/1 à l'aval, sont exécutés en béton ordinaire à 250 kgs. Ils sont espacés de 20 m d'axe en axe. Ils sont réunis par des contreventements les uns rigides, les autres articulés, et situés à trois niveaux différents. Les voûtes ont des épaisseurs variant de 1 m, 30 dans la partie basse du barrage à 0 m, 70 au sommet. Elles sont exécutées en béton de gravillon à 300 kgs, assez fortement armé pour parer surtout aux effets thermiques. Elles viennent s'appuyer sur un mur continu formant parafouille, auquel elles sont reliées par des goussets fortement armés.

La longueur totale en crête est de 320 m. L'ouvrage est formé de 11 voûtes et deux tronçons de barrage-poids.

Les ouvrages auxiliaires comprennent:

un déversoir de superficie à vannes automatiques, à installer dans un col de la rive gauche,

une galerie de dérivation passant sous l'ancrage rive gauche et dans laquelle sera installée la vidange de fond,

une prise d'eau.

La photographie, figure 3, prise en regardant l'aval, montre l'état actuel des travaux. Le tronçon de barrage-poids rive gauche, visible sur l'image, indique le niveau de la crête. On remarquera la construction des contreforts en trois parties, les deux premières de forme triangulaire, étant seules visibles sur certains contreforts. Ces deux éléments sont séparés entre eux et séparés du mur parafouille par des coupures provisoires. Quand on exécutera la partie centrale, les tassements du terrain seront en partis acquis, rendant ainsi peu probable la fissuration des ouvrages.

Par suite de l'épaisseur relative des différentes couches et de leur pendage, la fondation des contreforts se présente de la façon suivante:

Sur la rive droite, jusqu'au voisinage de l'ancien thalweg, les fondations sont établies en plein grès compact, avec seulement quelques intercalations schisteuses sans importance,

De l'autre côté du thalweg, au contraire, en remontant vers la rive gauche, la zone amont des fouilles passe sous le grès, lequel se trouve coupé en sifflet. On ne peut y appuyer que la partie aval des contreforts, la partie amont de ceux-ci étant établie dans les schistes dont la qualité n'est pas améliorée par la présence de quelques bancs très fracturés de grès interstratifié.

Ceci est visible sur la figure 4 (coupe du contrefort 8).

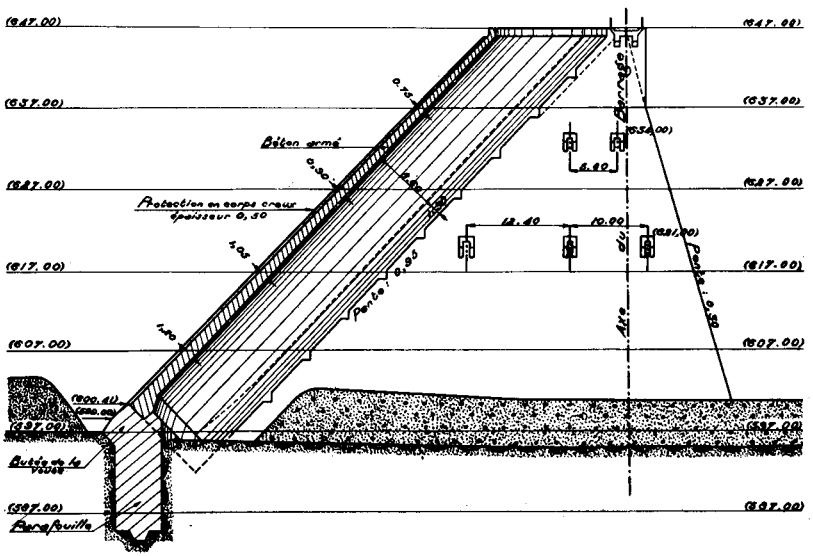


FIGURE 2.—**Coupe transversale.** — Cross section. — Querschnitt der Talsperre. — Corte transversal.

Quand on commença l'ouverture des fouilles pour les contreforts, on s'aperçut qu'en moyenne la qualité des schistes était inférieure à celle qu'on avait cru reconnaître sur des échantillons isolés, et que, de plus, cette roche se désagrégeait à l'air avec une grande rapidité.

D'après le projet, les contraintes à lac plein sous la fondation des contreforts pouvaient atteindre 15 kgs/cm^2. En examinant le terrain, on se demanda si l'on n'avait pas fait preuve d'un optimisme exagéré.

Il fut décidé que la question serait entièrement étudiée à nouveau, à la lumière d'une série d'essais à exécuter tant sur le terrain même qu'au laboratoire. Les seuls travaux que l'on poursuivrait pendant ce temps seraient ceux de la rive droite, pour lesquels ne se posait nulle question analogue.

Les couches de schistes reconnues les plus dangereuses quant à la stabilité de l'ouvrage sont celles qui sont notées *a*, *b* et *c* sur la figure 4.

Il fut décidé d'effectuer sur la roche de ces différentes couches:

1° des essais en place { de poinçonnement, / de cisaillement,

2° des essais de laboratoire sur échantillons prélevés aux mêmes emplacements.

Nous décrirons d'abord sommairement les essais en place.

Pour avoir la certitude d'opérer sur un terrain non remanié par les actions superficielles, on alla rechercher en profondeur les trois couches en question au moyen de sapes issues d'une ancienne galerie de reconnaissance située sur la rive gauche immédiatement à l'aval du barrage. Pendant toute la durée du creusement des sapes et d'exécution des essais, l'humidité de l'atmosphère fut maintenue par

FIGURE 3.—**Vue d'ensemble pendant les travaux.** — General view of the site during construction. — Allgemeine Ansicht der Talsperre während des Baues. — Vista de conjunto durante la construcción.

un sas à pulvérisation d'eau disposé à l'entrée de la galerie, et contrôlée à l'hygromètre de façon constante.

Les dispositifs utilisés pour les deux groupes d'essais sont représentés respectivement par les figures 5 (poinçonnement) et 6 (cisaillement). On voit la réalisation de l'un d'eux sur la photographie de la figure 7.

(a) *Essais de poinçonnement.*

La charge fut appliquée verticalement sur le radier au moyen d'un vérin hydraulique prenant appui sur le toit de la galerie. Elle fut répartie sur le sol par l'intermédiaire d'une plaque de charge rigide, circulaire, d'un diamètre de 40 cm ou de 60 cm.

Pour supprimer l'effet des efforts secondaires dus à une excentricité de la charge, on disposa à la partie supérieure de la colonne verticale une articulation constituée par une rondelle de plomb de 5 cm de diamètre.

La mesure du tassement fut donnée par la lecture de 2 micromètres situés de part et d'autre de la plaque de charge sur un axe correspondant à la ligne de plus grande pente des couches.

Afin qu'on ne lise sur les micromètres que le tassement correspondant à la couche à observer, ces instruments étaient fixés sur 2 rails fixes appuyés à une certaine distance sur un massif en béton. Les têtes de rails ont été nivelées avant et pendant la mise en charge afin de vérifier leur immobilité.

L'horizontalité de la plaque de charge fut contrôlée dans la direction des couches par un niveau.

Avant la mise en place de la plaque de charge, le sol fut soigneusement nettoyé et aplani de manière à présenter un aspect absolument intact. Pour égaliser les aspérités, on étendit une mince couche de

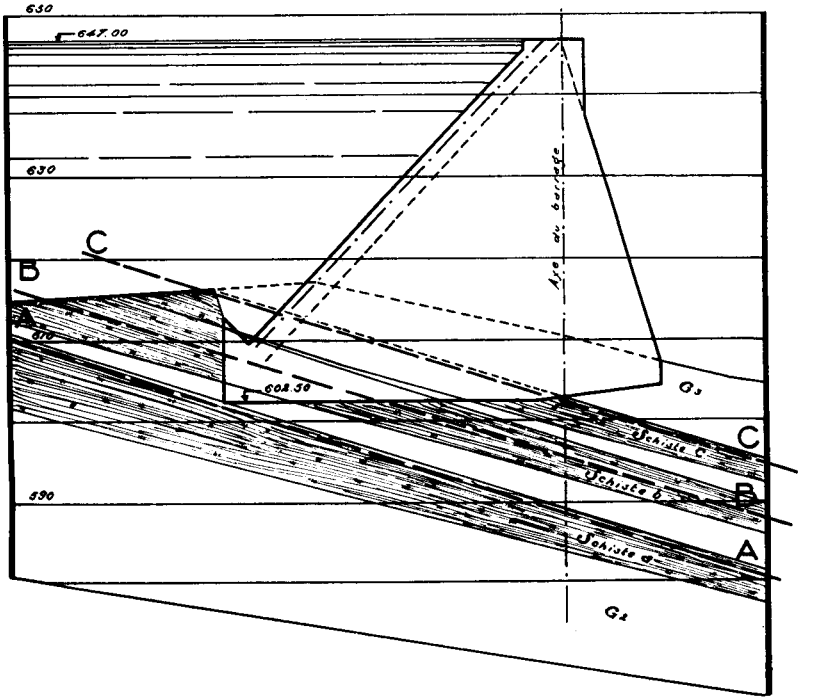


FIGURE 4.—**Coupe établie au contrefort C8.** — Cross section along the buttress C8. — Querschnitt längs des Stützpfeilers C8. — Corte del contrafuerte C8.

mortier d'environ 1 cm d'épaisseur sur laquelle venait s'appuyer la plaque ci-dessus.

A chaque palier de charge la pression a été maintenue constante de manière à établir la courbe des tassements en fonction du temps. On a pu ainsi déterminer au bout de combien de temps la stabilisation était atteinte.

La vitesse de mise en charge a été notée sur les diagrammes car elle joue un rôle important dans les terrains argileux (système mixte liquide et solide).

(b) *Essais de cisaillement.*

Pour chacun de ces essais on isola au moyen d'une cunette, un parallélipipède de terrain de 30 x 40 environ de section plane et de 20 cm de hauteur. Ce parallélipipède n'adhérait au sol que par sa base. Après l'avoir paraffiné, on enserra ce bloc dans un cadre métallique en laissant un jeu de 1 cm environ qui fut comblé de ciment afin de les sceller l'un à l'autre.

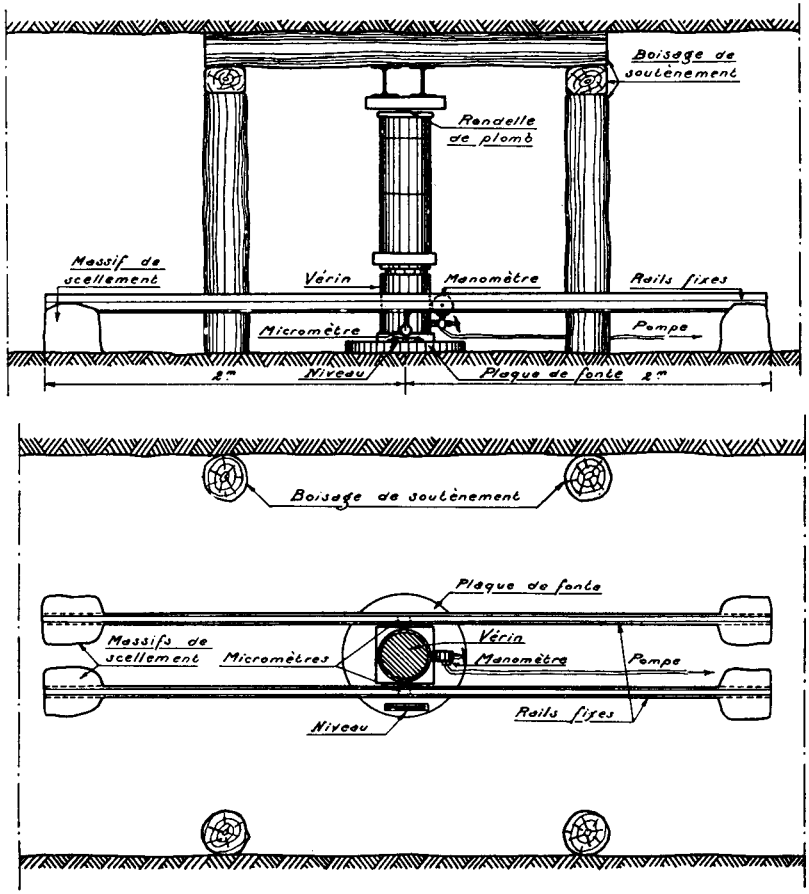


FIGURE 5.—**Essai de poinçonnement.** — Punching tests. — Loch-Versuche. — Ensayo de cincelamiento.

Au niveau de la base du cadre on dégagea ensuite une surface bien plane que l'on graissa de manière à réduire les frottements.

L'échantillon fut soumis à un effort vertical correspondant à la contrainte qu'il aurait sous le barrage et à un effort horizontal de cisaillement. Ces 2 efforts étaient fournis par 2 vérins hydrauliques.

On commençait par comprimer l'échantillon jusqu'à la pression fixée et on attendait la stabilisation des tassements. On exerçait ensuite une poussée horizontale lente jusqu'à la rupture.

Les déformations étaient enregistrées verticalement et horizontalement par 2 micromètres dans chaque direction.

Comme pour l'essai de poinçonnement, une articulation à la partie supérieure de la colonne verticale et une autre sur la tête du vérin horizontal constituées par une épaisseur de plomb supprimaient les efforts secondaires.

La poussée du vérin horizontal était exercée perpendiculairement à l'axe du barrage, dans le sens de la poussée tangentielle sur celui-ci.

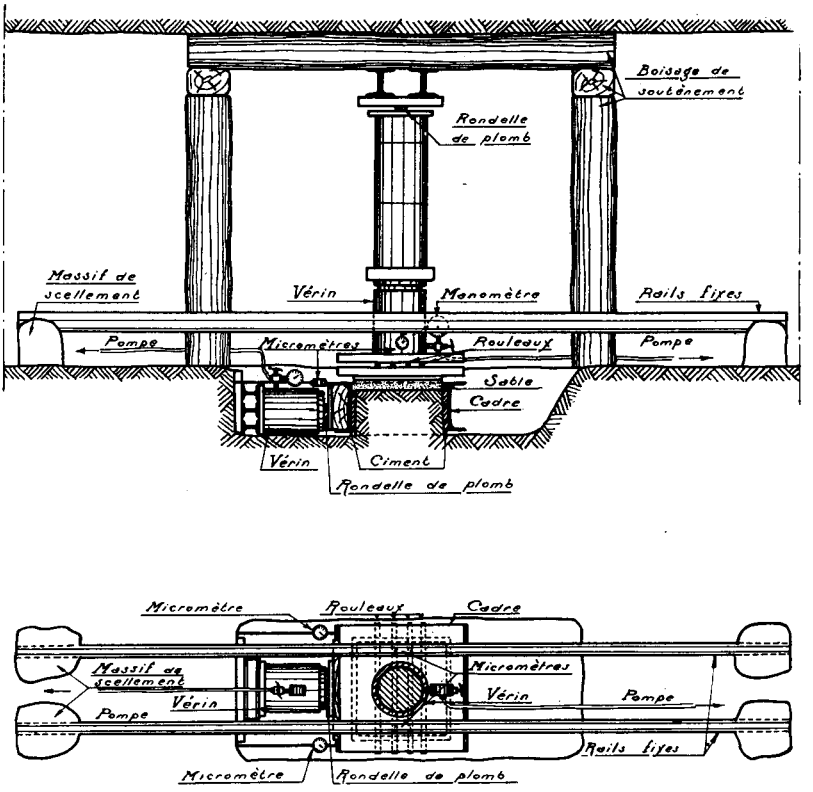


FIGURE 6.—**Essai de Cisaillement.**—Shearing test.—Abscherungs-Versuche.—Ensayo de cortadura.

Pour obtenir la valeur de la cohésion et l'angle de frottement de la couche considérée, on a cisaillé, pour chaque essai, 3 blocs différents taillés dans la même couche et soumis à des pressions verticales croissantes.

Afin d'examiner les propriétés des schistes à différents états qui pourraient se rencontrer au cours des travaux on fit, après la série complète des essais sur terrain conservé intact, deux autres groupes d'expériences, l'un au poinçonnement sur terrain noyé 36 heures avant l'essai, l'autre au poinçonnement et au cisaillement sur terrain d'abord desséché par ventilation pendant deux semaines, puis immergé pendant 2 jours.

Nous donnons, aux figures 8 et 9, un exemple des diagrammes obtenus respectivement dans les essais de poinçonnement et ceux de cisaillement.

Les essais en laboratoire furent multiples. Nous ne pouvons qu'en résumer la consistance. Mentionnons tout d'abord que les échantillons furent prélevés avec toutes les précautions désirables, paraf-

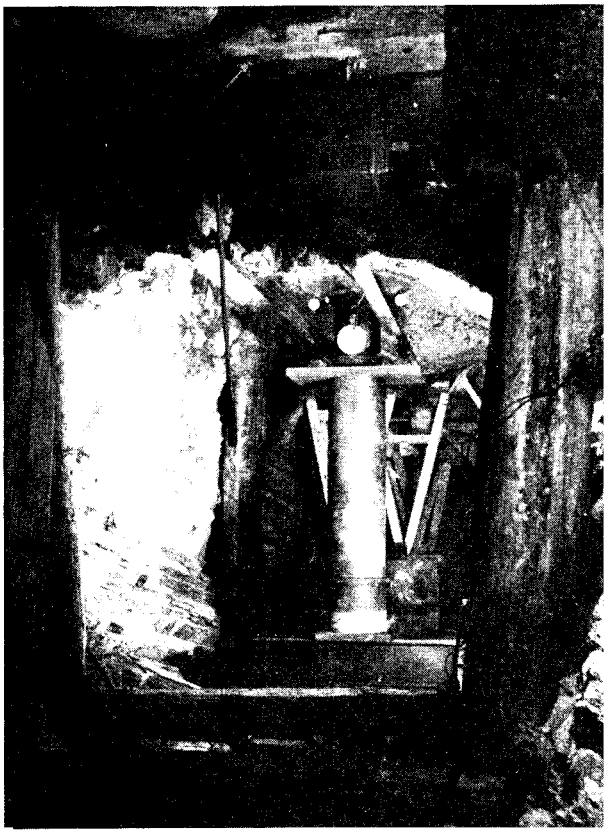


FIGURE 7.—**Photographie du matérial d'essai.** — Photograph of testing equipment. — Photographische Abbildung der Versuchsapparatur. — Material de ensayo.

finés sur le champ, enveloppés de papier paraffiné, transportés et conservés dans la sciure de bois humide.

1° *Essais eudométriques normaux.*

On sait que ce genre d'essai ne s'applique qu'à des terrains plastiques ou faiblement cohérents.

On l'a employé à déterminer les propriétés de certains lits argileux minces interstratifiés dans les schistes, ainsi que des argiles artificielles provenant de la désagrégation et du broyage des schistes.

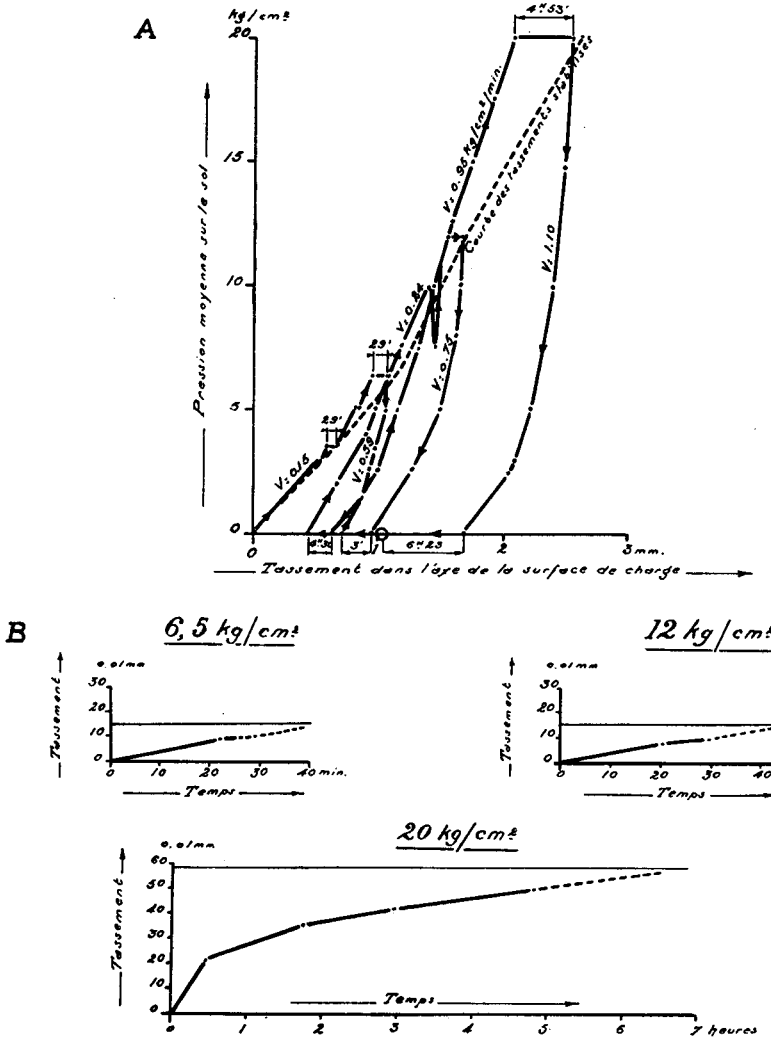


FIGURE 8.—**Niveau B, terrain intact. Épaisseur de la couche sous la surface de charge: 3 m ,30. *A*. Tassement en fonction de la pression spécifique. *B*. Tassement à pression constante en fonction du temps.** — B level, intact soil. Thickness of layer underlying the loading surface: 3 m 30. *A*. Settling as function of specific pressure. *B*. Settling under constant pressure in terms of time. — Ebene B, tauglicher Boden. Dicke der Schicht unterhalb der Belastungsoberfläche: 3,30 m. Setzen des Bodens als Funktion des spezifischen Druckes. Setzen des Bodens unter gleichmässigen Druckeinheiten der Zeit. — Nivel B, terreno intacto. Espesor de la capa sobre la superficie de carga 3,30 m. *A*, Asentamiento en función de la presión específica. *B*, Asentamiento a presión constante en función del tiempo.

Les échantillons étaient remaniés de façon à être au début de chaque essai à leur limite de liquidité.

On a pu, grâce à ces essais, avoir une idée de la compression maximum à laquelle ont été soumises les couches depuis leur formation.

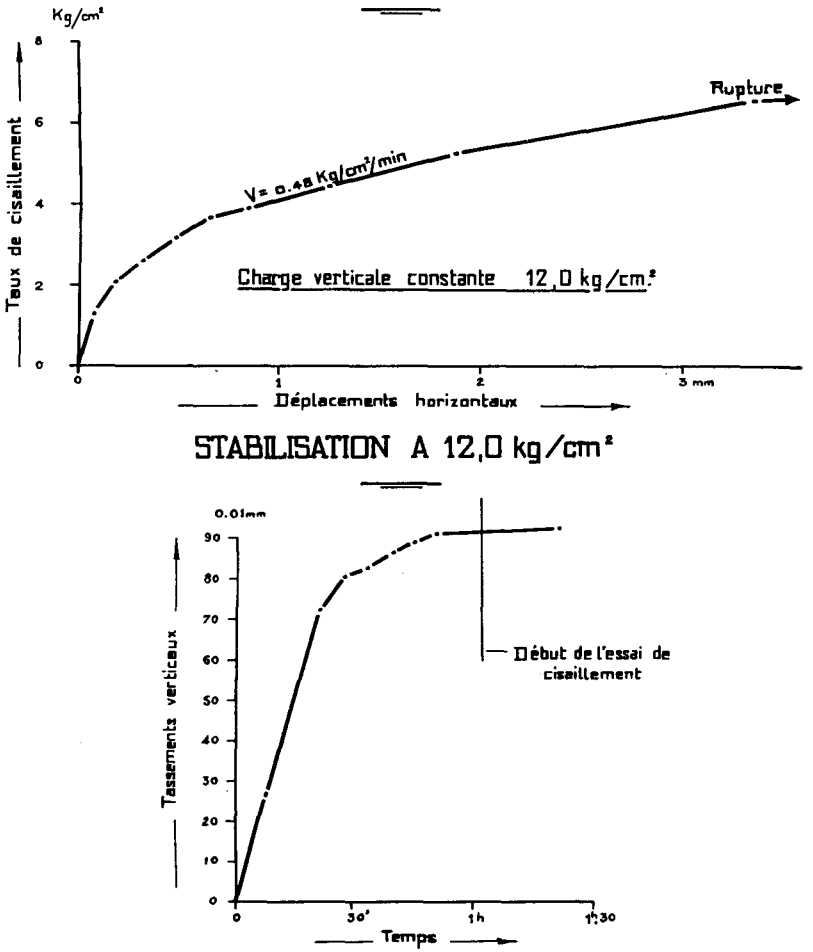


FIGURE 9.—**Niveau C, terrain intact. Diagramme des déplacements horizontaux en fonction des contraintes de cisaillement. Stabilisation à 12,0 kg/cm².** — C Level, Intact soil. Diagram of horizontal displacements in terms of shearing stresses. Stabilization at 12.0 kg/cm². — Ebene C, tauglicher Boden. Diagram der horizontalen Verschiebung als Funktion der Scherspannung. Standfestigkeit bei 12,0 kg/cm². — Nivel C, Terreno intacto. Diagrama de los desplazamientos horizontales en función de los esfuerzos de cortadura. Estabilización a 12,0 kg/cm².

2° *Essais de compressibilité avec expansion latérale.*

Les échantillons employés étaient des cubes de 5 cm d'arête. La force était appliquée perpendiculairement à la stratification.

On a utilisé la presse Amsler et dressé dans chaque cas le diagramme des déformations en fonction de la charge.

Pour certains essais comparatifs on découpait, dans chaque échantillon prélevé en place, six cubes, que l'on essayait respectivement:

les 2 premiers par écrasement dans l'air,

les 2 suivants par écrasement dans l'eau,

les 2 derniers à l'état de saturation après des cycles de dessications et d'hydratations successives, l'échantillon étant maintenu durant les cycles sous une charge de 2 kgs/cm^2.

TABLE I.—*Exemple de résultat: schiste bleu argileux provenant de la couche* c

	Éprouvette intacte—		Éprouvette traitée par 3 cycles de dessication et hydratation
	écrasée dans l'air	écrasée dans l'eau	
Charge d'écrasement_____kgs/cm^2__	26, 8 21, 8	20, 2 15, 2	11, 2 5, 6
Moyenne_____	24, 3	17, 7	8, 4
Coefficient d'élasticité entre 0 et 10 kgs/cm^2	835 625	520 447	197 185
Moyenne_____	730	483	191
Teneur en eau avant écrasement_pour-cent__ Teneur en eau après écrasement___idem____	13, 3 12, 3	---------- ----------	---------- 5, 8

3° *Essais de retrait et de gonflement sous charge par dessication et hydratation.*

Ces essais ont été exécutés comme suit (voir fig. 10) — on dispose une éprouvette cubique intacte de 5 x 5 x 5 cm dans un cylindre à base poreuse. Tout l'espace resté libre est comblé avec du sable fin (0,1–0,5 mm) humide et soigneusement damé. Un piston poreux, d'un diamètre de 2 mm inférieur au cylindre repose sur l'éprouvette. Cette dernière ne peut subir qu'un gonflement latéral très faible et limité à l'élasticité du sable.

Au moyen de 2 trompes à vide accouplées on aspire par un orifice à la base du cylindre pour créer une circulation d'air. En outre une rampe circulaire à gaz permet de chauffer l'appareil et l'air avoisinant pour accélérer la dessication, toutefois sans dépasser une température de 50–60°.

On exerce une pression sur la base du piston de 2 kgs/cm^2 en admettant que la pression se répartit aussi bien sur le sable que sur l'éprouvette, et on attend la stabilisation du tassement.

On commence par mettre en marche la trompe à vide et la rampe à gaz. Le retrait linéaire est mesuré au micromètre après refroidissement du système. On dresse à mesure la courbe de retrait. Lorsque la courbe semble tendre vers une limite on considère la dessication comme achevée.

À cause du chauffage intermittent la courbe de retrait n'est pas régulière, elle a des points anguleux.

Pour provoquer le gonflement on met le cylindre en communication avec une cuve à eau (eau de l'oued) à niveau constant. Pour expulser l'air on fait d'abord une chasse en surélevant la cuve à eau de 20–30 cm.

Certains essais ont été effectués parallèlement, d'autres perpendiculairement à la stratification.

Suivant les échantillons les résultats obtenus furent compris entre les limites suivantes:

retrait initial ..... entre 1,8% et 6,4%

amplitude maximum entre retrait et gonflement ..... entre 1,2% et 5,4%

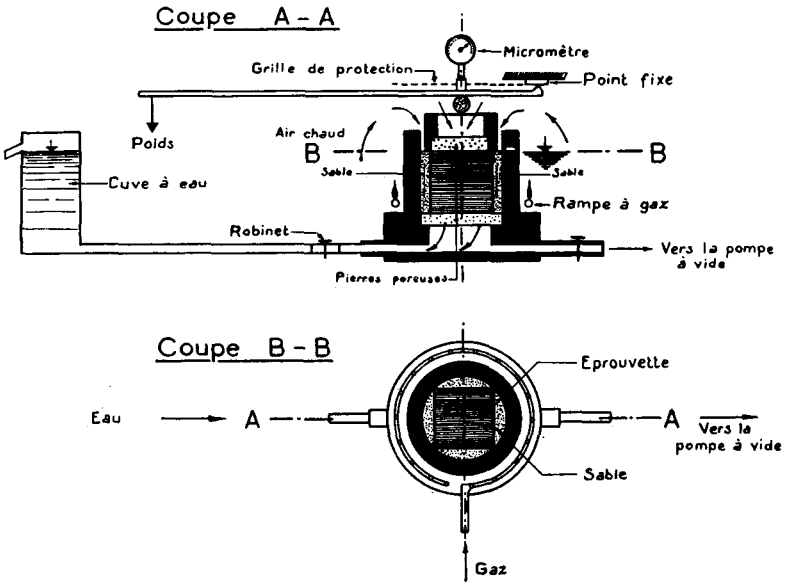


FIGURE 10.—**Dispositif pour essais. Retrait/gonflement.** — Testing scheme. Shrinkage/swelling. — Versuchsschema. Zusammendrücken/Anschwellen — Dispositivo para ensayo. Retracción/hinchazón.

4° *Coefficient de frottement simple couche contre couche.*

L'intérêt de ces essais résidait dans le fait maintes fois constaté que certains feuillets de schiste n'adhèrent pas aux autres, formant ainsi des plans suivant lesquels la cohésion est quasi nulle.

L'appareil d'essai (voir photographie fig. 11) se composait d'un cadre fixe, et d'un cadre mobile sur lequel on opérait une traction horizontale contrôlée par un dynamomètre, la pression verticale étant appliquée par l'intermédiaire d'un fléau de balance.

Les éprouvettes scellées dans les cadres étaient polies, d'abord préalablement et indépendamment, ensuite par frottement mutuel. On opérait soit sur éprouvette naturellement humide, soit avec surfaces préalablement inondées.

L'angle est plus faible dans le 2ème cas que dans le 1er. Les différences ne sont pas considérables. L'angle de frottement schiste sur schiste est voisin de 16° pour des charges verticales modérées.

Quand on opère sur échantillons à l'état naturel, on constate que l'angle diminue quand la pression augmente. Cela semble tenir au fait que sous forte pression l'eau intersticielle vient suinter à la surface de contact et la lubrifie.

Des essais de frottement schiste sur grès ont donné des angles voisins de 22°.

5° *Recherche de l'angle de frottement interne des argiles naturelles et des argiles provenant du broyage des schistes.*

Il s'agit d'un essai normal.

On a trouvé des angles compris entre 19° et 26°, donc plutôt supérieurs aux angles de frottement simple schiste sur schiste.

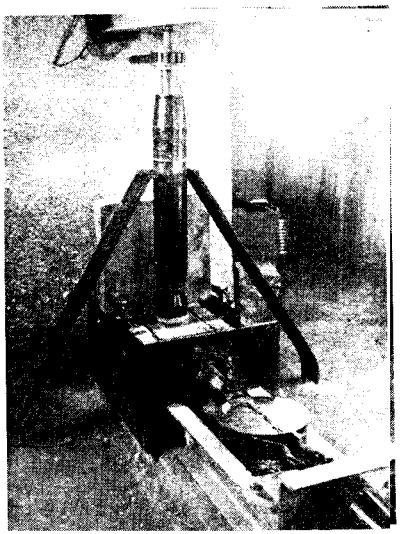


FIGURE 11.—**Photographie du matériel d'essai.** — Photograph of testing equipment. — Photographische Abbildung der Versuchsapparatur. — Material de ensayo.

On a constaté en outre des résultats très voisins pour les argiles naturelles et le schiste remanié.

Enfin, pour être complet, disons qu'on a procédé également à des analyses granulométriques.

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS—CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Sous peine d'alourdir le rapport de façon exagérée nous ne pouvons songer à reproduire ici la discussion à laquelle a donné lieu le dépouillement complet des résultats.

L'interprétation a été rendue laborieuse du fait que les schistes, comme l'ont montré les essais, sont beaucoup plus hétérogènes qu'on l'avait supposé à l'origine.

1° *Tassements.*

Pour les recherches concernant les tassements on s'est servi des essais de poinçonnement en place pour ce qui concerne les schistes

intacts, et des essais en laboratoire pour les schistes plus ou moins remaniés.

Il convient de remarquer que les résultats des expériences de poinçonnement ne sont pas directement exploitables. En effet les tassements sous charge donnée dépendent dans une large mesure de la forme et de la superficie de la force d'appui. Dans le cas d'un milieu homogène, ou formé de couches homogènes superposées, la théorie des potentiels de Boussinesq permet l'extrapolation: on l'a utilisée pour rechercher l'ordre de grandeur des affaissements sous les contreforts. On a ainsi pu calculer que dans un cas réel, avec une charge de 5 kgs/cm² (voir graphique fig. 12) le tassement passerait de 1,5 mm

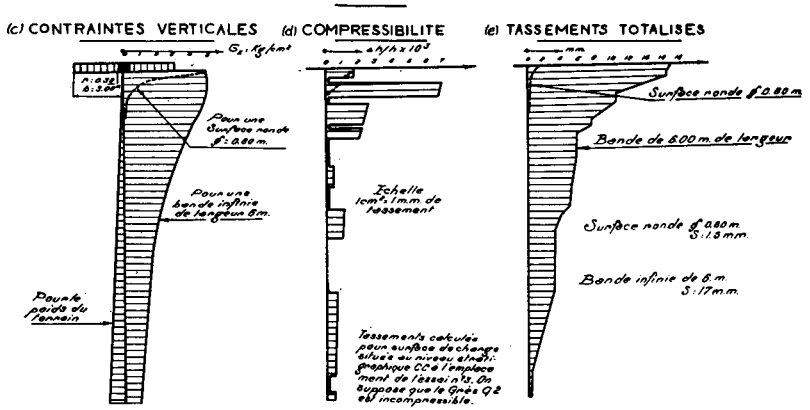


FIGURE 12.—**Comparaison des tassements de surfaces diverses. Pression sur le sol, 5 kg/cm².** — Comparison of the settlings of different surfaces. Pressure on soil, 5 kg/cm². — Vergleich zwischen dem Setzen verschiedener Oberflächen. Bodendruck 5 kg/cm². — Comparación de los asentamientos de diversas superficies. Presión sobre el suelo, 5 kg/cm².

a. Endless strip 6 m wide. — Endloser Streifen 6 m breit. — Banda infinita de 6 m de ancho.
b. Round surface, 0.6 m diameter. — Kreisförmige Oberfläche d = 0.6 m. — Superficie redonda de 0,6 m de diametro.
c. Vertical strains. — Vertikale Spannungen. — Esfuerzos verticales.
d. Compressibility. — Zusammendrückbarkeit. — Compresibilidad.
e. Total settling. — Gesamte Abbindung. — Asentamiento total.

à 17 mm si on remplaçait la plaque circulaire de 0 m, 10 de diamètre par une bande indéfinie de 6 m de largeur. Il faut du reste se garder d'attacher à ce calcul une valeur absolue, à cause de la complexité réelle des conditions locales.

On a recherché, en songeant à des projets pratiquement exécutables, quel serait le maximum de la contrainte admissible sur la fondation pour que le déplacement relatif de deux contreforts, soit angulaire, soit par translation, ne fasse pas travailler les voûtes de façon exagérée.

La conclusion finale fut qu'il convenait de fixer ce maximum au voisinage de 6 kgs/cm².

2° *Tendance au glissement.*

On a vu plus haut que les angles de frottement schiste sur schiste et les angles de frottement interne au sein des couches argileuses sont extrêmement faibles.

Il se trouve heureusement que le type même de l'ouvrage est très favorable à la résistance au glissement, à cause de l'inclinaison de la surface amont.

En outre les circonstances stratigraphiques et tectoniques ne sont pas défavorables. En effet, à cause de l'importance du pendage, les couches formant appui des contreforts qui auraient tendance à glisser sur celles qu'elles recouvrent, passent rapidement sous la surface et s'enfoncent sous les grès supérieurs, que l'érosion de la vallée n'a, pour ainsi dire, pas entamés par leur pied. Dans ces grès d'autre part s'encastre, même sur la rive gauche, le tiers aval de la fondation des contreforts, qui forme ainsi butée.

En conclusion, on a fini par admettre que la sécurité serait assurée dans de bonnes conditions, pourvu qu'on prenne les précautions suivantes:

abîmer le moins possible les schistes pendant l'exécution des fouilles,

assurer aux fondations une pente importante montant vers l'aval,

profiter au mieux, grâce à un aménagement du projet, de l'effet de butée produit à l'aval par les grès supérieurs.

CONSÉQUENCE — MODIFICATION DU PROJET — EXÉCUTION DES TRAVAUX

Pour réaliser ces différents desiderata, le projet de la partie rive gauche, à partir du contrefort 5, fut assez profondément modifié.

En premier lieu on élargit la base des contreforts. On décida ensuite que sur trois mètres au-dessus des fonds de fouilles les contreforts et le parafouille amont seraient fortement armés. Enfin le nouveau projet comporte la liaison des contreforts entre eux, à l'aval, par une file de poutres fortement armées. Ces poutres, formées d'une semelle et de deux âmes, ont une hauteur de 6 m dans leur section médiane et de 11 m à l'extrémité des goussets de raccordement avec les contreforts. Elles sont soigneusement encastrées dans les contreforts au moyen de niches profondes et d'armatures de liaison.

Les avantages qu'on est en droit d'en attendre sont multiples, et de nature à dissiper les inquiétudes nées des résultats d'essais.

Tout d'abord, grâce à l'élargissement des fondations de contreforts et à leur liasion rigide avec les poutres aval à large semelle on fait tomber la contrainte maximum sur le sol au voisinage de 5 kgs/cm^2. De plus, toute la partie rive gauche de la superstructure repose ainsi sur une sorte de grille très rigide formée par les poutres aval et la partie armée des contreforts et du parafouille amont, et cette disposition est propre à atténuer dans une large mesure les inconvénients résultant de l'hétérogénéité des terrains.

Ensuite, les poutres aval sont organisées de façon à s'opposer de façon efficace à tout déplacement angulaire relatif de deux contreforts successifs en cas de tendance aux tassements inégaux.

Enfin, ces mêmess poutres, dont les semelles sont largement encastrées dans le grès supérieur, augmentent considérablement la sécurité du barrage à l'égard de la tendance au glissement, par la butée continue qu'elles assurent et par le frottement complémentaire dû au fait qu'elles reportent une notable partie des charges sur le rocher.

L'exécution même des travaux a dû être adaptée à la situation révélée par les essais, et dont les conséquences dans le détail ont été multiples. Signalons simplement que le souci fondamental est de ne pas laisser les schistes se désagréger sous l'action des agents atmosphériques entre le moment de la mise au profil des fouilles et celui du bétonnage. Pour cela, quand on creuse une fouille dans le schiste, on ne fait d'abord que la dégrossir en laissant une épaisseur de 0 m, 50 à reprendre sur les parois et le fond. Quand on exécute les règlements quelque temps avant le bétonnage, on garnit aussitôt le fond d'une couche de béton de propreté, et les parois d'un cuvelage hors-profil en maçonnerie ordinaire, les maçons suivant d'aussi près que possible le travail des terrassiers. On est certain de cette façon que les maçonneries sont encastrées dans un terrain à peu près intact.

La modification du projet et les sujétions dont nous venons de parler conduisent à une augmentation de dépense de l'ordre de trois millions de francs.

Barrage de Bou-Hanifia

On pourrait trouver de nombreux exemples d'influence sur un projet des résultats d'études géotechniques en étudiant en détail le barrage de Bou-Hanifia, sur l'oued El Hammam (département d'Oran, Algérie).

Ce barrage, dont la construction est très avancée, est en enrochements rangés avec masque étanche sur le parement amont. La figure 13 est un plan général qui montre la disposition des ouvrages. Pour la partie en élévation du barrage proprement dit on pourra trouver des renseignements détaillés dans les documents suivants:

Annexe N° 1 au présent rapport.

Communication de MM. Martin & Drouhin sur les barrages en enrochements arrimés d'Algérie.

Résumons simplement les caractéristiques essentielles:

Cote de la crête	(300,00)
Hauteur au-dessus de l'appui des enrochements	55 m
Longueur en crête	460 m
Fruit du parement aval	5/4
Fruit du parement amont: variant de 1/1 à la base à 0,8/1 au sommet.	

L'ouvrage est complété par un déversoir de crues à vannes automatiques séparé du barrage, établi pour un débit maximum de 5.500 m^3/sec. Des deux souterrains de dérivation, capables de laisser passer 1.200 m^3/sec. pendant les travaux, l'un recevra la conduite de prise d'eau, l'autre la vidange de fond prévue pour 500 m^3/sec. sous la pleine charge.

Par suite de la mauvaise qualité du terrain, l'étude des fondations du barrage a posé des problèmes importants et spéciaux.

Après avoir donné un aperçu des circonstances géologiques fondamentales, et des dispositions générales des ouvrages d'étanchéité en profondeur, nous exposerons l'influence de la compressibilité des terrains sur le projet des murs parafouilles en béton.

Les essais de perméabilité, l'étude des écoulements, la réalisation des étanchements au moyen d'injection ainsi que la description d'un moyen spécial (filtre de protection) employé à titre de précaution

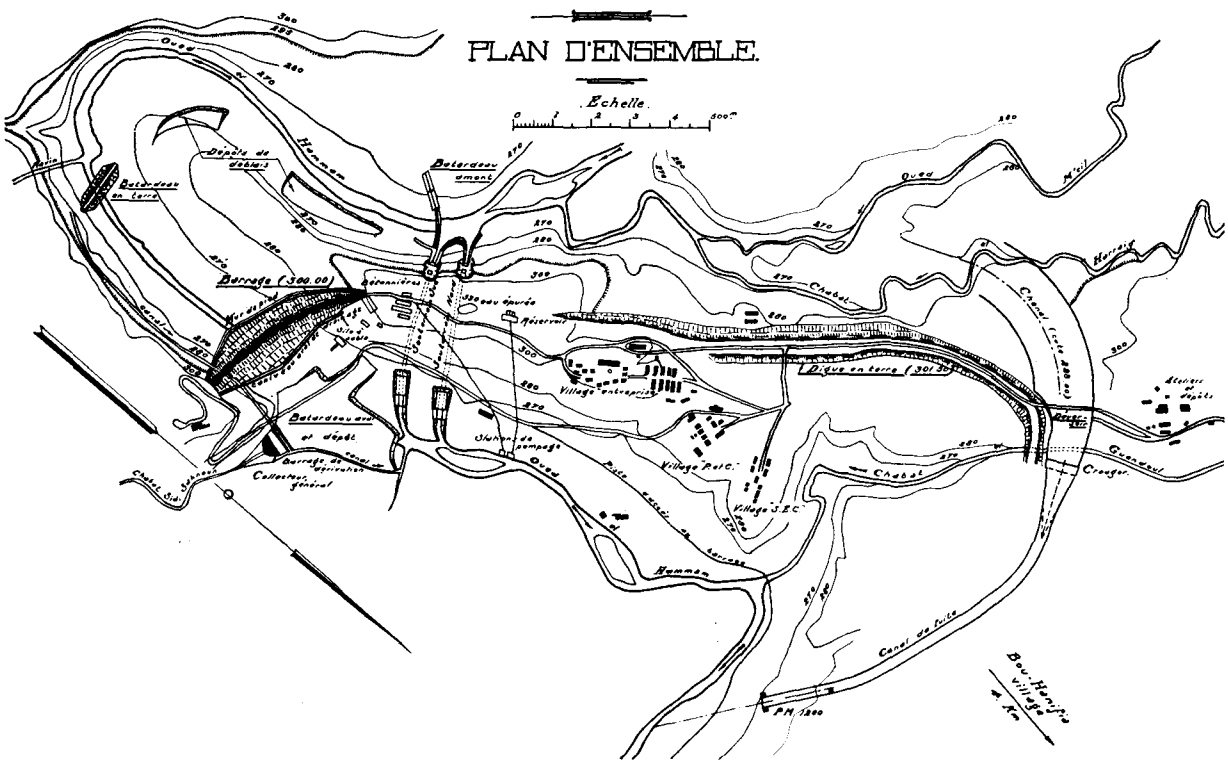


FIGURE 13.—**Barrage de Bou-Hanifia. Plan d'ensemble.** — Bou-Hanifia Dam. General plan. — Bou-Hanifia-Talsperre. Gesamtplan des Talsperrengeländes. — Presa de Bou-Hanifia. Plan de conjunto.

supplémentaire pour lutter contre les érosions souterraines, questions étroitement liées, font l'objet de l'annexe N° 1 au rapport.

APERÇU GÉOLOGIQUE

Stratigraphiquement, les terrains à l'emplacement de l'ouvrage sont constitués par deux étages principaux appartenant au tertiaire:

des marnes très puissantes, homogènes, compactes et étanches rattachées à l'éocène, que l'on trouve à des profondeurs variables sous le barrage;

des terrains supérieurs appartenant probablement à une formation semi-continentale de l'oligocène.

Ces terrains, sur lesquels repose le massif du barrage, sont constitués par des complexes gréso-marneux dont les éléments très

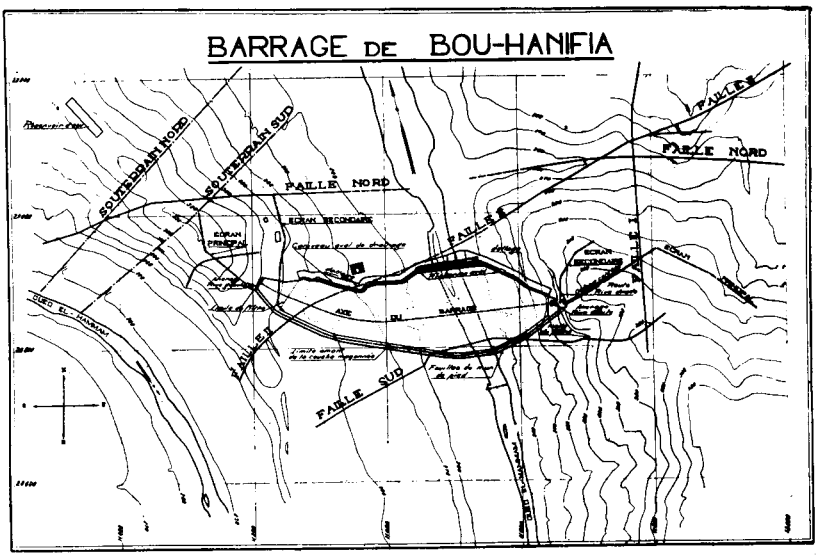


FIGURE 14.—**Plan du Barrage.** — Plan of the dam. — Gesamtplan der Talsperre. — Plan de la presa.

hétérogènes sont disposés le plus souvent en lentilles aplaties et présentent fréquemment une stratification entrecroisée. Certaines couches peuvent être suivies, mais leur constitution change d'un point à l'autre. On rencontre des grès, des calcaires, des marnes plus ou moins sableuses, des sables de toutes variétés, des poudingues et des cailloutis non cimentés.

La seule discrimination possible est une répartition en différents horizons définis chacun par son caractère dominant. D'une façon générale les terrains compris entre le toit de la marne et le niveau de la rivière sont très sableux, ceux qui se trouvent au-dessus sont plus spécialement gréseux ou marneux.

Les terrains supérieurs présentent un pendage dirigé d'aval en amont, très faible sur la rive gauche et atteignant 17 à 20° sur la rive droite.

De nombreux accidents tectoniques ont été reconnus (voir plan de la fig. 14). Trois failles principales, désignées par faille nord, faille sud et faille 1 limitent de trois côtés une sorte de voussoir qui se prolonge du côté gauche, et qui s'est enfoncé en basculant. Des failles et des cassures secondaires, dont certaines présentent encore une importance notable, viennent compliquer la situation.

Tous ces accidents ont malheureusement pour effet de produire des dénivellations considérables dans le plancher imperméable des marnes éocènes, et de compromettre en partie un effet de feutrage favorable à l'étanchéité en rendant possibles des passages d'eau directs entre des couches perméables de niveaux stratigraphiques très différents.

L'étude géologique n'a pu être précisée dans le détail qu'à la faveur de très nombreux sondages de reconnaissance (la longueur totale exécutée est d'environ 3.000 mètres) ainsi que des galeries et excavations diverses exécutées à titre de travaux préliminaires.

Avant l'exécution des terrassements généraux pour l'appui des enrochements, une reconnaissance des terrains en place ou des ter-

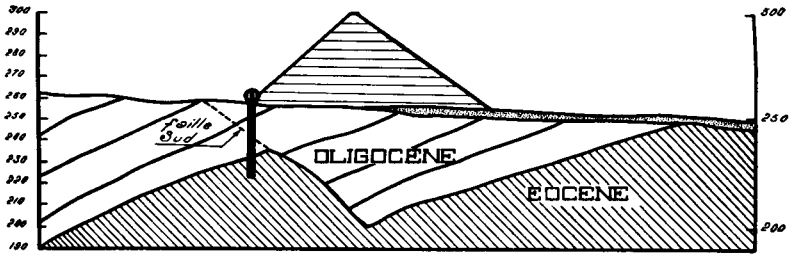


FIGURE 15.—**Profil parallèle au thalweg.** — Cross section parallel to the Thalweg. — Querschnitt parallel zum Tal-Weg. — Perfil paraleto al Thalweg.

rasses d'alluvions quaternaires cimentées a été exécutée avec succès au moyen des procédés géophysiques, par l'étude des résistivités. Les opérateurs de la firme française spécialisée dans ce genre de recherches ont profité de leur présence pour étudier d'une façon générale la tectonique de l'emplacement, au moyen des mêmes procédés. Les résultats obtenus n'ont rien appris de nouveau parce que l'étude était très avancée, mais on a pu constater qu'on eût gagné du temps et de l'argent à commencer par là les recherches géologiques.

Les sondages, exécutés pour la plus grande part à la sondeuse à diamants, ont été interprétés au fur et à mesure par l'ingénieur géologue chargé des études de détail. On les a traités non seulement comme moyens de reconnaissance, mais aussi comme essais géotechniques, en profitant de leur exécution pour faire des expériences d'absorption d'eau, ainsi que des essais au laboratoire sur les carottes extraites.

OUVRAGES D'ÉTANCHÉITÉ EN PROFONDEUR

Une description générale sommaire de ces ouvrages nous paraît indispensable à l'intelligence de ce qui va suivre.

Nous nous référerons au plan de la fig. 14 et au profil parallèle au thalweg de la fig. 15.

Eu égard à la qualité très médiocre des terrains, à leur perméabilité et aux possibilités d'érosion régressive, il fut décidé de descendre jusqu'à la marne étanche, partout où la profondeur n'est pas prohibitive, des murs en béton ordinaire de 4 m. d'épaisseur suivant le pied amont de l'ouvrage.

C'est le désir de fermer par des murs la plus grande partie des surfaces de passage qui a d'ailleurs commandé en partie l'implantation de l'ouvrage, et la forme convexe donnée à la crête du barrage. Il s'agissait en effet de chercher la marne là où elle est le moins profonde, compte tenu du pendage et des accidents, c'est-à-dire à proximité de l'intersection du toit de la marne avec la surface de la faille sud. La profondeur maximum du mur parafouille sous le terrain décapé atteint 70 m. Sa superficie est d'environ 15.800 m^2.

Partout où le mur eût présenté une profondeur trop grande, sur la rive gauche, la lacune de la partie basse est fermée par des écrans réalisés par injections.

Enfin l'étanchéité dans la profondeur des berges, à partir des extrémités du barrage est réalisée également au moyen d'écrans injectés.

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU SOL — PROJET DES MURS PARAFOUILLES

L'étude géotechnique, pour ce qui concerne plus spécialement la compressibilité des terrains, avait été entreprise de bonne heure. Elle avait conduit à l'abandon de tout type de barrage rigide.

Les résultats n'ont fait que se confirmer dans la suite des études. Ils peuvent se résumer comme suit:

Les terrains supérieurs (oligocène) sont en moyenne peu compressibles, mais n'offrent dans leur ensemble aucune espèce de rigidité.

Les marnes éocènes sous-jacentes sont au contraire assez compressibles. Toutefois, avant que les couches qui la surmontent aient été profondément entaillées par l'érosion, elles ont subi des pressions considérables, si bien que, considérées comme un système physique à deux phases, elles sont très consolidées, et beaucoup plus voisines d'une roche que d'une argile. Ce fait est du reste confirmé par les faibles teneurs en eau trouvées aux essais: 12% en moyenne.

Dans ces conditions la compression avec expulsion lente de l'eau n'est susceptible de se manifester qu'au bout d'un temps très long et avec peu d'importance. Il en est de même des déformations plastiques.

Les essais eudométriques n'étaient donc pas susceptibles de donner des résultats. Les expériences ont porté sur la compressibilité avec expansion latérale libre, capable de fournir des renseignements sur la déformation élastique.

Les résultats obtenus sont en moyenne les suivants:

résistance à l'écrasement: comprise entre 45 et 130 kgs/cm^2,

module d'élasticité entre 0 et 30 kgs/cm^2: 7.000 kgs/cm^2.

On a exécuté aussi des essais de cisaillement, de façon à déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne, dans le but de vérifier que l'on ne risquait pas de glissement vers l'aval dans l'épaisseur de la marne (la sécurité de ce côté est très largement assurée), et surtout d'étudier la stabilité de certains ouvrages dépendant du déversoir.

Cette dernière étude a surtout porté sur des marnes superficielles, nettement moins comprimées par conséquent, dont la teneur en eau était comprise entre 15 et 23%. Les résultats trouvés sont les suivants:

cohésion: de 2,6 à 4 kgs/cm^2,

angle de frottement interne: de 16 à 40°.

Pour en revenir à la compressibilité, on pouvait prévoir le phénomène suivant:

sous le poids des enrochements et sous les charges provenant de la poussée de l'eau les marnes du fond tasseront. Les terrains supérieurs, dont le tassement propre est faible, mais la rigidité nulle, suivront le mouvement. Le mur parafouille, constitué par une sorte d'immense plaque en béton encastrée dans ces terrains, sera donc soumis à certaines sollicitations dont les plus importantes seront les flexions d'axe perpendiculaire à la surface du mur. À cause de la grande hauteur, les contraintes seront telles que le mur en l'absence de précautions spéciales se fissurera certainement soit dans sa partie basse soit dans sa partie haute.

Si l'on considère la cuvette qui sera dessinée après tassement par la surface de la marne, déprimée localement sous les charges du barrage, et la ligne d'intersection de la surface verticale axiale du mur de pied avec cette cuvette, la flexion du mur sur un profil donné sera d'autant plus intense que le rayon de courbure de la ligne en question sera plus petit. Si notamment le mur présentait, en plan, des angles très marqués, ce qui correspondrait à des points à courbure infinie de la ligne d'intersection ci-dessus, on pourrait s'attendre certainement à voir apparaître des fissures sur les profils correspondants.

Cette crainte n'est pas seulement théorique. Le phénomène a été observé très nettement au barrage en enrochements de Bakhadda sur la Haute Mina, barrage du même type dont il est question dans la communication susvisée sur les barrages en enrochements, où, sous la seule charge des enrochements des fissures notables ont apparu aux angles de jonction du mur de pied avec les parafouilles latéraux. Ce barrage est installé sur des terrains compressibles en profondeur (argiles oxfordiennes) surmontés de calcaires marneux très fracturés dans lesquels est encastré le mur de pied. Heureusement, à Bakhadda, la nature de la fondation n'est pas aussi mauvaise qu'à Bou-Hanifia, et d'autre part l'échelle plus modeste des ouvrages a permis de parer à cet inconvénient par des injections de ciment dans l'épaisseur des murs.

Pour Bou-Hanifia, on a pu, en s'aidant d'hypothèses simplificatrices sur l'allure du toit de la marne, lesquelles ne faussent pas les résultats dans de très grandes proportions, déterminer par le calcul l'ordre de grandeur des tassements et l'allure de ce que nous avons appelé plus haut la cuvette, que l'on a pu déterminer par courbes de niveau dans les cas du lac vide et du lac plein (fig. 16).

On s'est alors ingénié à trouver pour la surface axiale du mur parafouille un tracé, compatible avec l'implantation générale du barrage, qui réponde à la condition de flexion faible exposée plus haut. Le plan de la figure 16 montre l'implantation primitive et l'implantation améliorée finalement adoptée.

Cette précaution a été jugée insuffisante, eu égard à la nature des terrains de la partie basse, formés surtout de sables fins, très perméables, et ne possédant par endroits aucune cohésion. Il fut alors décidé:

de couper le mur en panneaux de 15 à 20 mètres de longueur au moyen de joints restant étanches malgré les déplacements,

d'armer assez fortement, au moyen d'aciers disposés longitudinalement, la base de chacun de ces panneaux, non pas dans le vain espoir d'éviter totalement la rupture si la flexion des terrains supérieurs l'imposait, mais pour faciliter l'étirage du béton dans cette partie, et, en cas de fissuration inévitable, pour remplacer de grosses fissures localisées par une série de fissures filiformes, ce qui, à largeur totale

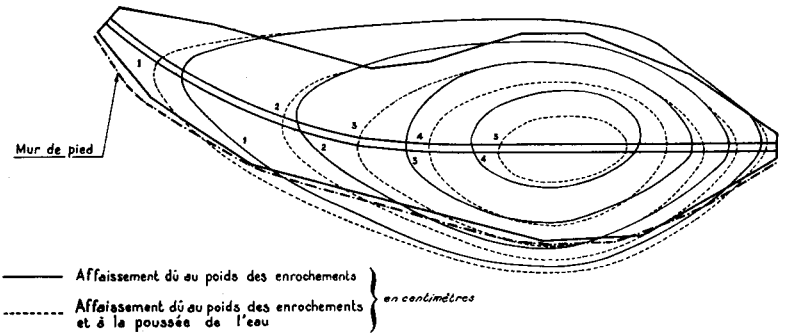


FIGURE 16.—**Plan des affaissements.** — Plan of settlement. — Darstellung einer Setz-Mulde. — Plan de los asentamientos.

a. Settlement under load of the riprap. — Erhärtung unter Belastung der Gründungsschüttung. — Asentamiento debido al peso del relleno de piedras.

b. Settlement under load of the riprap and of the thrust due to water. — Erhärtung unter Belastung der Gründungsschüttung und des Wasserdruckes. — Asentamiento debido al peso del relleno de piedras y al empuje del agua.

égale, est beaucoup moins dangereux, le débit des pertes diminuant alors rapidement.

La figure 17 représente le joint-type. Il est constitué de la façon suivante:

une alvéole cylindrique, partagée en deux par le plan du joint, et une clavette centrale également cylindrique laissent entre elles un espace rempli de matière plastique. Les demi-alvéoles solidaires des panneaux de mur et la clavette portent respectivement des fers profilés qui viennent s'engager les uns dans les autres, de façon que, s'il y a mouvement, on ait toujours de chaque côté une région où le mastic bitumineux soit laminé et ne risque pas de se décoller des parois.

À la partie basse, une plaque carrée horizontale de la largeur du mur (4 m), prise sous les panneaux et sur laquelle vient s'appuyer la clavette centrale par l'intermédiaire d'un joint à chicanes circulaires, oppose aux eaux qui circuleraient verticalement le long du joint à la faveur d'un décollement du mastic un obstacle à très fortes pertes de charge. Dans la partie haute, le principe du dispositif est analogue, mais la réalisation un peu plus compliquée par suite de la présence d'une

tête de mur élargie percée de galeries. L'équivalent de la plaque de fond est constitué par un tronçon de 4 m de cette tête, pouvant jouer indépendamment du reste grâce à un joint à lame de cuivre.

Signalons en passant que le creusement des fouilles des murs, dont la profondeur varie de 19 à 70 m n'a pu être conduit par les procédés courants sous la surface de la nappe phréatique. On a dû renoncer

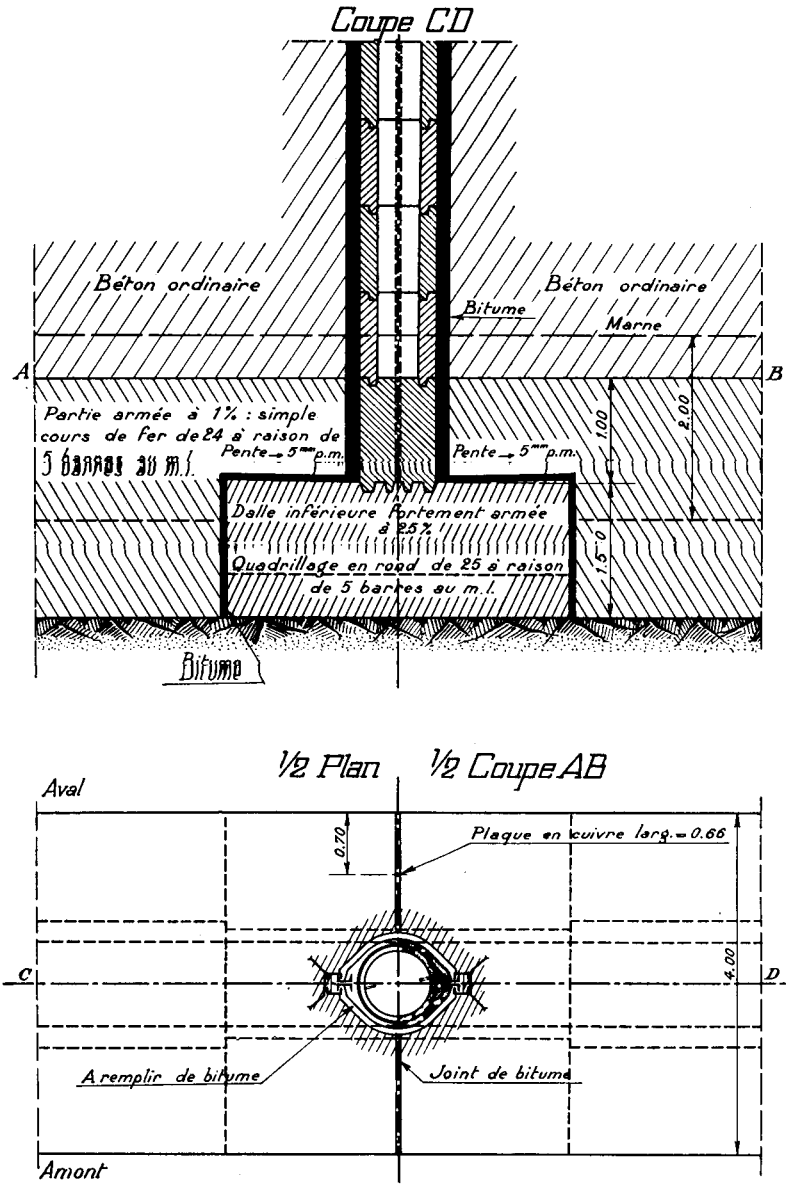


Figure 17.—Joint de coupure (partie basse). — Details of the lower part of a joint. — Einzelheiten des unteren Teiles einer Fuge. — Detalles de la parte inferior de una junta.

rapidement au pompage direct qui provoquait des entraînements de sables très dangereux. On a opéré par rabattement de nappe au moyen de puits filtrants. Ce procédé a donné toute satisfaction, et les murs ont été exécutés sans la moindre difficulté, et avec un grand soin. L'étude de rabattement et du filtrage avait donné lieu également à de nombreux essais, sur lesquels toutefois nous ne pouvons nous étendre.

Dans ce qui précède nous nous sommes borné à montrer, en nous limitant systématiquement à deux exemples importants, l'importance des essais sur les propriétés mécaniques des sols, et leur influence sur les projets d'ouvrage et l'exécution des travaux.

Lorsque le sous-sol est perméable et affouillable des essais concernant la perméabilité, la porosité, la granulométrie ne sont pas moins indispensables que les premiers, car c'est seulement d'après leurs résultats que l'on peut arrêter le projet des dispositifs de protection contre l'érosion régressive. L'étude de cette question fait l'objet de deux annexes au présent rapport. Les deux exemples choisis (barrages de Bou-Hanifia et du Ghrib) se rapportent à des cas où le danger présentait une acuité toute particulière.

ANNEXE No I

LA LUTTE CONTRE LES EROSIONS SOUTERRAINES AU BARRAGE DE BOU-HANIFIA EN RELATION AVEC LES ESSAIS DE PERMEABILITE ET L'ETUDE DES ECOULEMENTS

M. DROUHIN

Ingénieur des Ponts et Chaussées

AVANT-PROPOS

Par suite du très grave danger que pouvait présenter à Bou-Hanifia, à cause de la nature généralement sableuse du sous-sol, le phénomène d'érosion régressive, on a été conduit à réaliser des ouvrages de protection d'une importance considérable.

Ces ouvrages sont constitués essentiellement par des écrans d'étanchéité et des soudures de maçonneries au terrain encaissant, réalisés au moyen d'injections, et par un filtre de protection disposé sur le sol à l'aval des organes d'étanchéité, sur toute la surface où l'on pouvait craindre des résurgences dangereuses.

Nous étudierons successivement:

les essais de perméabilité;

l'exploitation des résultats de ces essais en vue de l'étude des projets;

les travaux d'injection;

le filtre de protection.

ESSAIS DES TERRAINS DU POINT DE VUE DES ÉCOULEMENTS

Pour pouvoir évaluer avec quelque chance de certitude le débit des infiltrations à prévoir, et comparer entre elles d'une façon rationnelle différentes solutions possibles, il était nécessaire de connaître d'une façon complète la perméabilité des terrains en place.

On sait déjà, par ce qui a été dit dans le rapport, que les formations sont complexes et hétérogènes. Les essais ont dû être d'autant plus nombreux que cette hétérogénéité était plus marquée. Il a fallu se livrer à une étude très poussée des caractéristiques d'un grand nombre d'échantillons prélevés soit sur des affleurements soit dans des sondages de reconnaissance.

On peut distinguer trois natures principales de terrains:

les marnes plastiques étanches,

les grès fracturés et les marnes dures, également fracturées, justifiables dans le cas particulier des procédés normaux d'injection, et dont l'étanchéité sur la largeur d'un écran peut être considérée comme parfaite après travaux,

enfin, les terrains sableux perméables, que l'on trouve en abondance.

C'est sur ces horizons sableux qu'ont surtout porté les essais.

Les perméabilités ont été déterminées soit par la méthode directe, soit par la méthode de capillarité de Casagrande, méthodes assez connues pour qu'il soit inutile d'insister. Voici des moyennes de résultats se rapportant à différentes natures de sable:

TABLE II

Désignation	Perméabilité sur échantillons intacts		Perméabilité sur éléments remaniés $K\times10^{-4}$cm/sec
	Sens parallèle à la stratification $K\times10^{-4}$ cm/sec	Sens perpendiculaire à la stratification $K\times10^{-4}$cm/sec	
Sable gris à grains fins légèrement cohérent	10	7	24
Sable jaune clair fin, forte cohésion, grande porosité	20	17	10
Sable jaune grossier, bien lité. Alternances de couches plus grises. Lentilles gréseuses très poreuses	52	44	51
Sable fin grossier, bien lité, très peu cohérent, poreux, légères intercalations argileuses	90	18	75
Sable gris très fin, argileux, sans cohésion. Alternances de minces couches moires plus argileuses	0,7	0,6	3,3

Pour tenir compte de la présence de bancs et lentilles de perméabilité variable on a fait sur une série de profils stratigraphiquement déterminés une moyenne pondérale où l'épaisseur de chaque couche intervenait comme poids.

Ensuite pour chaque horizon on prenait encore une fois la moyenne pondérale des résultats obtenus pour chacun des profils qui le composent, en tenant compte des épaisseurs de terrains comparables.

Enfin, comme résultat d'une moyenne générale, sur la base de tous les essais, le coefficient de perméabilité dans le sens horizontal, c'est-à-dire dans le sens en moyenne voisin de la stratification, de l'ensemble des terrains surmontant la marne éocène a été pris égal à

$$K=65\times10^{-4}\text{ cm/sec}$$

après traitement des fractures ouvertes.

Dans le sens vertical les inclusions lenticulaires étanches réduisent considérablement la perméabilité en obligeant l'eau à des contournements qui lui font perdre de la charge. Il était difficile à priori d'évaluer cette réduction due au feutrage des couches. Certaines considérations qui se sont trouvées vérifiées par la suite grâce à des essais de pompage ont conduit à fixer à

$$K=13\times10^{-4}\text{ cm/sec}$$

le coefficient de perméabilité correspondant.

En même temps que la perméabilité on a déterminé également la granulométrie et la porosité d'une série d'échantillons de façon à se faire une idée de l'absorption des produits d'injection. La porosité des échantillons à structure naturelle s'est trouvée comprise entre

$$\epsilon = 0{,}50 \text{ et } 0{,}80$$

ϵ étant défini par le rapport du volume des vides à celui des produits secs.

Exploitation des Résultats — Essais sur Modèles

Il ne nous est pas possible d'entrer ici dans le détail de l'étude des projets, qui fut complexe et longue (elle dura plus d'un an). On doit se borner à quelques indications très générales.

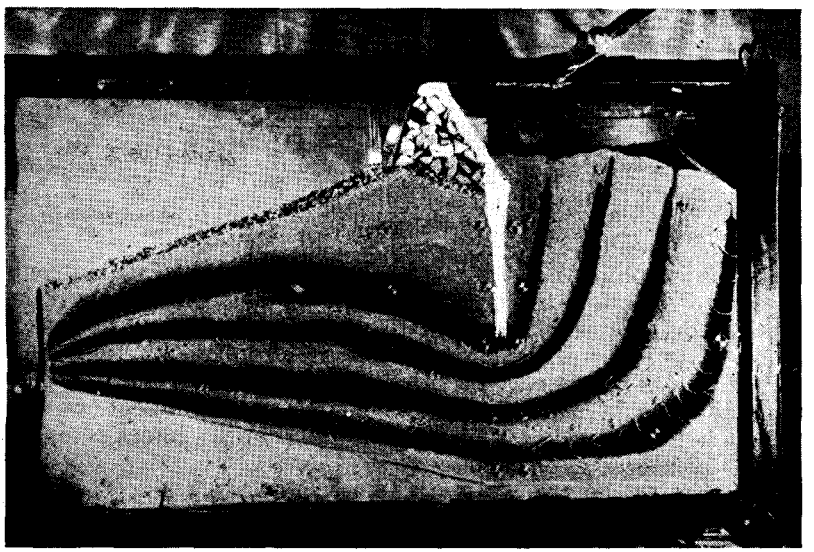


Figure 18.—**Essai d'écoulement sur modèle déformé.** — Test of flows made on reduced scale model. — Strömungsversuche an einem abgeänderten Modell. — Ensayo del curso del agua en un modelo deformado.

On trouve à la base de cette étude le calcul des écoulements entre deux profils limites, soit en l'absence d'écran, soit avec des écrans de types et d'emplacements divers, pour arriver à la détermination des débits de fuite et à celle des zones de résurgence.

Ces déterminations ont été utilisées pour évaluer l'importance du danger en l'absence de toute précaution, pour comparer entre eux divers types de voiles et divers tracés, pour vérifier, par pompage dans des fouilles ou des puits, les données générales sur la perméabilité, enfin pour arrêter le contour du filtre de protection aval.

Pour ces évaluations rendues difficiles par la complexité de la topographie et l'irrégularité du plancher imperméable, on a fait le plus large appel à tous les travaux théoriques connus sur la question.

Une difficulté complémentaire provenait de la différence de perméabilité dans les sens horizontal et vertical. Elle a pu être levée grâce à l'artifice suivant. Si l'on désigne par K_h et K_v les coefficients de perméabilité dans chacun des deux sens du milieu anisotrope, on démontre qu'on peut, pour l'étude de l'écoulement, remplacer ce milieu par un milieu isotrope de coefficient

$$K=\sqrt{K_h\,K_v}$$

les dimensions verticales et la charge étant respectées, et les dimensions horizontales étant multipliées par $\sqrt{\frac{K_v}{K_h}}$.

Dans le cas considéré, on trouve $K=0{,}45\times65\times10^{-4}$ et un coefficient de contraction des abscisses de 0,45.

Le débit à travers les profils déformés calculé sur la base du coefficient K fictif en milieu isotrope est égal au débit passant au travers des profils réels.

Dans le profil fictif les trajectoires et les lignes équipotentielles forment un réseau orthogonal. Il n'en est plus de même dans le milieu réel, où les lignes équipotentielles coupent les trajectoires sous un angle différent de l'angle droit et n'aboutissent pas normalement aux surfaces de réparation.

Pour se faire une idée plus précise de l'écoulement et pour contrôler le calcul on a réalisé quelques essais sur modèle réduit.

La photographie de la figure 18 montre le dispositif expérimental. Les voiles d'injection, toujours imparfaits dans la réalité, sont réalisés au moyen de bandes de papier filtre collées sur les parois en glace du modèle. Les lignes d'écoulement sont déterminées par injection de colorant en des points choisis. Des tubes piézométriques sont placés au moment de la construction du modèle. Les indications qu'ils donnent permettent de tracer par interpolation les lignes équipotentielles.

Le modèle est déformé suivant la loi ci-dessus énoncée, de façon à correspondre au milieu isotrope fictif.

Le dessin de la figure 19 donne le résultat direct d'un essai, sur une section où le mur en béton ne descend pas jusqu'à la marne, et est complété par deux écrans. La figure 20 correspond au même essai, mais après restitution aux conditions réelles du milieu anisotrope stratifié.

Travaux d'Injection

Le but des travaux d'injection est triple:

réaliser la soudure étroite des maçonneries du mur parafouille au terrain, de façon à éviter les passages d'eau directs par contournement au contact,

compléter vers le bas, jusqu'à la marne compacte, le mur en béton dans les endroits où la profondeur des fouilles eût été prohibitive,

exécuter les écrans au large, pour lutter contre les contournements dans la profondeur des berges.

L'importance des travaux dont l'exécution est à présent très avancée, ressort des principales quantités d'ouvrages, que nous donnons ci-dessous en chiffres arrondis:

surface totale des écrans principaux	70.000 m²
surface totale des écrans secondaires	24.000 m²
longueur totale des forages pour injections dans le terrain	39.000 m
longueur totale des forages pour injections dans le béton	3.500 m
longueur totale de reforage dans le ciment injecté	54.000 m
tonnage de ciment	14.000 t
tonnage de produits chimiques	4.450 t

En comprenant la fourniture des produits à injecter, le coût des galeries de travail et des organes de contrôle des écrans, le montant des travaux d'étanchement dépassera 50 millions de francs.

ENSEMBLE DES OUVRAGES — TRACÉ DES ÉCRANS — GALERIES DE TRAVAIL

Les injections de soudure du mur parafouille seront exécutées à partir des galeries de travail ménagées dans la crête de ce mur, au moyen de forages verticaux disposés à l'amont et à l'aval. La soudure aval, tout en contribuant à éviter les contournements, a également un rôle de consolidation dans la partie haute, en rendant effective la butée au terrain et en évitant des ruptures par flexion d'axe horizontal sous la poussée de l'eau.

Ces collages seront réalisés le plus tard possible afin de permettre au mur de prendre son assise, grâce au jeu des joints verticaux, sous la charge des enrochements.

Les écrans destinés à fermer sur la rive gauche la lacune existant entre la base du mur et le toit de la marne seront exécutés à partir des mêmes galeries par prolongement des voiles de soudures.

Pour le tracé des écrans au large, le lecteur voudra bien se reporter au plan figure 14 du rapport proprement dit ainsi qu'au profil en long figure 21 de la présente annexe. Ce tracé est commandé par les observations suivantes:

Sur la rive gauche, sous la ligne de mamelons formant barrage naturel le problème est parfaitement défini, car la marne éocène, située à 100 m environ sous la crête à l'ancrage, remonte jusqu'à la surface à peu de distance de là, grâce au jeu de la faille nord.

Sur la rive droite, au contraire, dans la croupe qui sépare la vallée de l'oued El Hammam de son affluent le Chabet Sahnoun, on ne peut fermer complètement le passage, et l'étendue des écrans ainsi que leur densité ne pouvaient être définies que par la considération des pertes de charge et des distances de contournement.

Sur chaque rive, au voisinage des ancrages du barrage, les écrans principaux d'étanchéité ont dû être complétés par des écrans secondaires situés à l'aval des premiers.

La plupart des forages pour la réalisation des écrans au large sont exécutés à partir de galeries de travail, surtout dans un but d'économie, pour éviter soit la perforation inutile, soit des reperforations trop onéreuses.

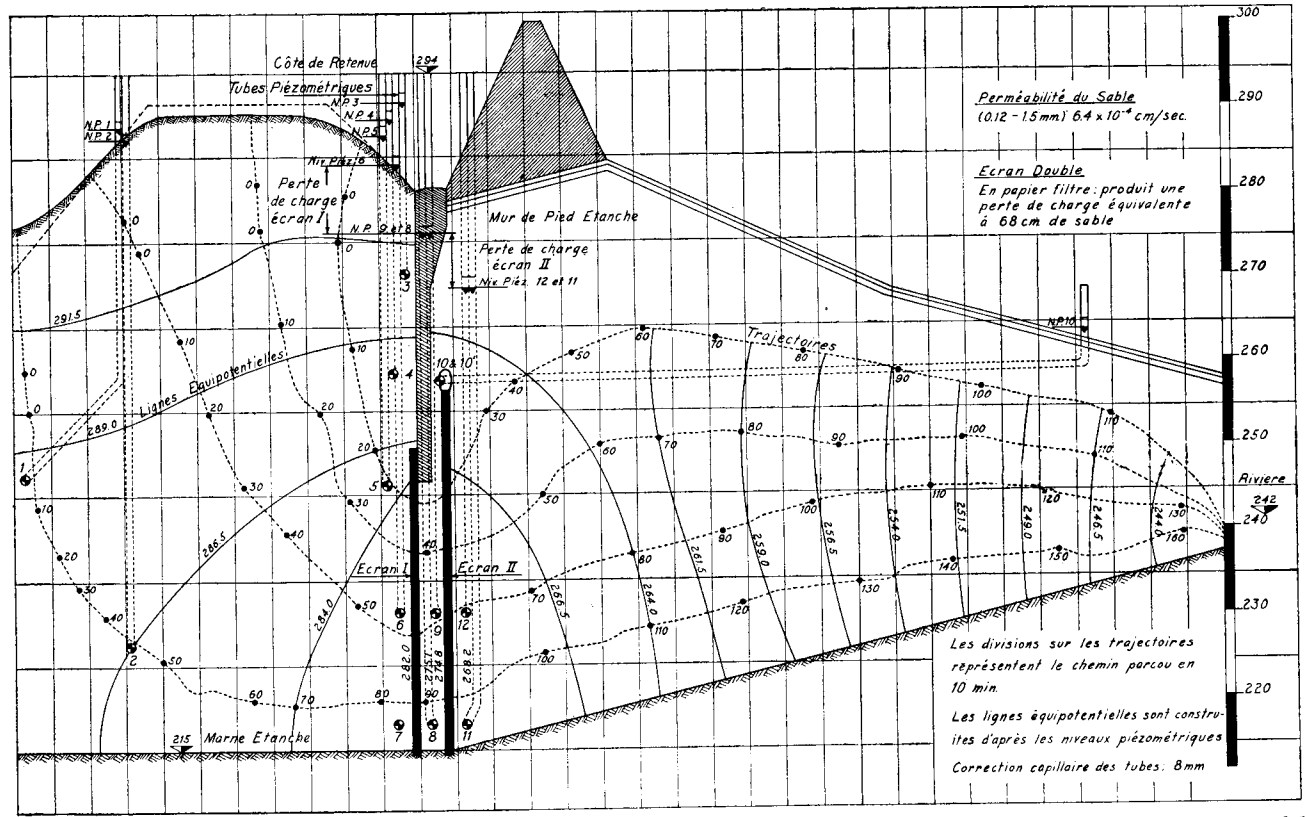


FIGURE 19.—**Résultat direct d'un essai sur modèle déformé (milieu isotrope).** — Direct results of a test made on a model having different height and length scales (isotropic body). — Unmittelbare Ergebnisse an einem Modell, das verschiedene Höhen- und Längenmasse hat (isotroper Körper). — Resultado directo de un ensayo en un modelo deformado (medio

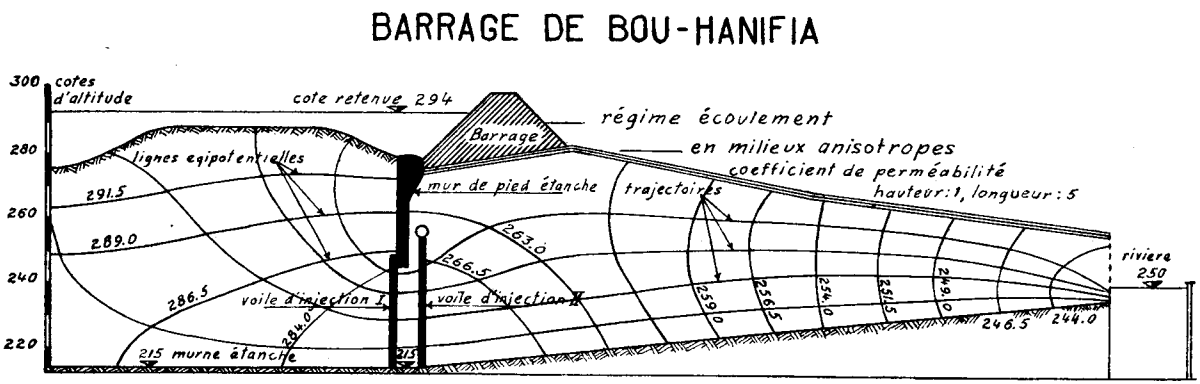
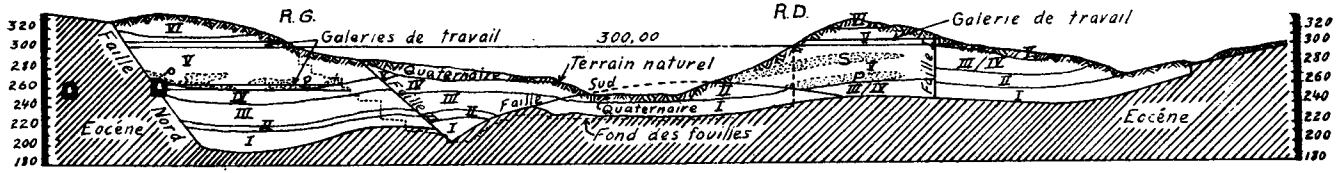


FIGURE 20.—**Résultat après restitution (milieu anisotrope).** — Results after restitution (anisotropic body). — Ergebnisse nach Wiederherstellung der ursprünglichen Form (nicht isotroper Körper). — Resultado después de la restitución (medio anisotropo).

BARRAGE DE BOU-HANIFIA



Rive Gauche

Zone VI Grés sableux et grés supérieurs
Zone V Complexes marno-gréseux renfermant localement á la base des couches perméables (p) de sables et poundingues (18 m. max.)
Zone IV Complexes marno-sableux
Zone III Complexes sablo-gréseux
Zone II Marnes
Zone I Complexes sablo-gréseux

Rive Droite

Zone VI Grés et marnes sableuses supérieures
Zone V Complexes marno-gréseux renfermant 2 niveaux perméables de sables (s) et de poundingues et sables (p)
Zones III/IV Complexes marno-greseux
Zone II Complexes marno-sableux
Zone I Complexes sablo-gréseux

FIGURE 21.—**Profil en long suivant les ouvrages principaux d'étanchéité.** — Longitudinal section of the main waterproofing walls. — Längsschnitt durch die Hauptdichtungswände. — Corte a lo largo de las obras principales de impermeabilidad.

C'est ainsi que sur la rive gauche entre l'extrémité du barrage et le plan de faille nord, sur la rive droite à la traversée de la croupe, les forages partent de galeries provisoires situées au niveau de la crête (cote 300,00).

Sur la rive gauche une galerie inférieure, exactement à l'aplomb de la galerie supérieure, est située sensiblement au niveau ancien de la rivière (cote 255,00). Justifiée économiquement, à cause de l'économie qu'elle permettait sur la reperforation, cette galerie permet de traiter indépendamment les terrains oligocènes inférieurs, très sableux, par les procédés spéciaux dont nous parlerons plus loin, et ceci au moyen de forages dont la profondeur n'excède pas 60 m ce qui est avantageux pour la précision du travail. Cette galerie possède une ramification dans le plan de l'écran secondaire qui permet de traiter avec les mêmes avantages la partie inférieure de ce dernier. Les pentes ont été aménagées pour que les eaux résiduaires provenant des injections s'écoulent directement dans le souterrain sud de dérivation.

Les galeries de la cote (255,00) ont été traitées comme ouvrages définitifs permettant l'exécution de travaux complémentaires éventuels après la mise en eau. Elles sont à section circulaire, de 3 m de diamètre intérieur, leur revêtement, de 0 m, 40 d'épaisseur, constitué par des voussoirs en béton moulé d'avance et vibré, est soigneusement collé au terrain par injections. L'accès normal est constitué par une galerie inclinée située à proximité du souterrain sud de dérivation. Toutefois les canalisations venant de la centrale d'injection empruntent des puits bétonnés.

PRODUITS INJECTÉS — LEUR PRÉPARATION

Toute la difficulté du problème d'étanchement résidait dans le traitement des terrains sableux fins que l'on trouve d'une façon générale en-dessous de la cote moyenne (255,00) et aussi en couches plus restreintes dans les horizons supérieurs.

Ces sables, facilement entraînables, sont perméables, mais il est impossible de les traiter par simples injections de ciment. Ils sont en effet beaucoup trop fins pour que les grains de ciment puissent cheminer dans la masse, et comme ils sont à peu près dépourvus de cohésion ils ne comportent pas de fissuration préexistante ou de surfaces de moindre résistance assez marquées pour qu'on puisse utiliser la technique normale du cloisonnement. Si on essaie d'injecter un forage dans ces sables, le coulis ne pénètre que très peu et la pression monte très rapidement. Après la reperforation les essais à l'eau sont toujours aussi décevants.

À cette occasion un procédé spécial d'étanchement a été mis au point par la société spécialisée chargée de l'exécution des travaux. Il consiste en l'injection d'une solution colloïdale préparée à l'avance et dont on peut régler le temps de prise de façon à être maître du rayon d'action.

Une solution de silicate de soude à dosage convenable est mélangée à une faible proportion de lait de chaux. Il se produit une réaction chimique rapide avec précipitation d'un silicate double. La liqueur restante est une solution colloïdale de silice qui évolue vers un gel. Cette liqueur est d'abord décantée, puis les particules les plus fines sont enlevées par centrifugation.

Le temps de coagulation dépend de la concentration des produits dont on part, de la température et des sels contenus dans le terrain. On doit tenir compte de ces éléments dans le réglage du temps de prise que l'on fixe en général à 2 ou 3 heures.

Le gel qui se forme est inaltérable vis-à-vis de tous les agents chimiques imbibant le sol. Il n'a aucune action sur la prise du ciment.

Des conditions d'emploi ont été étudiées également en vue d'obtenir au maximum la réduction du phénomène de synérèse, c'est-à-dire de contraction spontanée avec élimination d'eau.

Grâce au choix judicieux de l'agent de floculation, le volume de l'eau éliminée ne dépasse pas 9% du volume total. La présence d'un excès de silice soluble dans le liquide intramicellaire assure du reste la prolongation du phénomène de colmatage par floculation des argiles colloïdales existant dans le terrain ou apportées par les eaux de percolation.

Toutes ces déterminations ont donné lieu à de très nombreux essais en laboratoire et dans le terrain.

Le liquide très légèrement visqueux obtenu en définitive est injecté soit au moyen d'injecteurs du type ordinaire, soit au moyen de pompes triplex. Il pénètre dans les sables et fait sa prise au sein même de la masse. Il convient d'observer qu'on n'obtient pas ainsi d'effet de consolidation, mais seulement une diminution très considérable de la perméabilité.

Dans les sables un peu marneux, cohérents et beaucoup plus étanches, la pénétration du gel n'est pas aussi complète. La solution suit des plans de diaclase, dont elle imbibe les parois sur une épaisseur plus ou moins grande en les imperméabilisant. Il est alors souvent possible d'injecter du ciment, qui arrive à cheminer grâce à l'absence de filtrage en écartant les parois de fissures très fines, ou même en en provoquant l'ouverture suivant les surfaces de moindre résistance.

Les simples injections de ciment sont enfin employées pour l'étanchement des terrains fissurés, grès, grès marneux et marnes.

Les produits à injecter sont préparés dans deux centrales à peu prés identiques installées en des points hauts du chantier, l'une sur la rive droite, l'autre sur la rive gauche. Chacune d'elles comporte, disposées en cascade, une installation à ciment (dépôt, mélangeurs, injecteurs) et une à produits chimiques (réservoir, deux étages de mélangeurs, bacs de décantation, centrifuges, injecteurs et pompes).

ESSAIS PRÉLIMINAIRES À GRANDE ÉCHELLE D'ÉTANCHEMENT DES SABLES

Avant d'arrêter définitivement le projet des travaux d'étanchement on avait procédé à des essais d'injection préliminaires dans les assises du barrage de façon:

1° à démontrer la valeur des procédés d'injection de ciment et de gel combinés dans les terrains sablo-gréseux où les procédés d'injection courants échouent.

2° à déterminer l'écartement optimum des trous d'injection et mesurer les absorptions de produits chimiques.

Deux catégories d'essais ont été effectuées:

1° Un premier essai d'étanchement réalisé par cinq trous d'injections distants de 1m,20 les uns des autres et disposés sur une circonférence de 2 m de diamètre.

Le succès de l'opération d'étanchement était caractérisé par le rapport des quantités d'eau pouvant être injectées dans un trou central avant et après le traitement des terrains.

2° Un deuxième essai comportant l'injection de 16 trous distants de 1m,80 et disposés sur une circonférence de 9 m de diamètre.

Le contrôle consistait ici à comparer avant et après traitement des terrains le débit par zone d'un puits filtrant foncé au centre de la couronne d'injection.

Le résultat du 1er essai a été excellent. Les pertes d'eau ont été ramenées à environ 2% de leur valeur initiale.

Au 2ème essai les débits du puits de contrôle sont tombés après traitement à 13,4% de leur valeur initiale.

On a ainsi reconnu que pour un écartement des trous d'injection de 1m,20 l'étanchement était presque parfait et pour un écartement de 1m,80 il restait encore très satisfaisant.

Sur la base de ces essais l'écartement théorique des trous fut fixé à 1m,50 pour les injections de produits chimiques.

TECHNIQUE DES INJECTIONS

On a dû renoncer à Bou-Hanifia au procédé d'injection par passes successives remontantes après exécution du forage sur toute sa hauteur, la tenue des terrains n'étant pas suffisante. On opère donc exclusivement par passes descendantes.

La longueur de chaque passe dépend de la nature des terrains rencontrés. Elle est souvent très courte, et ne dépasse jamais 5 m.

Très sommairement la marche de l'opération est la suivante:

perforation d'une passe nouvelle,

essai à l'eau avant injection et interprétation des graphiques d'essai,

injection de silicate ou de ciment, ou des deux produits successivement, soit à partir de la tête du forage, qui est branchée sur une des conduites générales, soit à partir d'un point situé plus bas grâce à l'emploi de tubes et obturateurs.

lavage de la partie du forage située au-dessus de la passe en traitement,

prise des produits,

reperforation de la passe injectée,

essai à l'eau de la passe injectée.

Si cet essai donne satisfaction, un nouveau cycle d'opérations recommence. Dans le cas contraire, on injecte une fois de plus la même passe, en profitant des renseignements donnés par l'essai.

Les forages sont exécutés au moyen de sondeuses rotatives à couronnes de diamants. On dispose d'une gamme de diamètres qui permet d'opérer dans les cas difficiles avec tubage télescopique: 85, 75, 65, 55, 48, 38 mm. Les diamètres les plus fréquemment employés sont 55 et 48 mm.

Pendant l'injection on contrôle, à la tête du forage, le débit et la pression d'injection.

L'injection de solution colloïdale dans les sables ne fait généralement pas monter la pression, à cause de la faible viscosité du produit. Si l'on injectait jusqu'à un commencement de prise, on enverrait dans le sous-sol des quantités beaucoup trop fortes. On limite donc systématiquement le tonnage à injecter en fonction de la nature du terrain.

Les injections de ciment sont au contraire arrêtées quand la pression monte à une certaine valeur, qui est en général voisine de 30 à 40 kgs/cm^2, alors que les appareils permettraient d'atteindre 100 kgs/cm^2. On a constaté qu'en général les pressions trop fortes provoquaient dans les couches marneuses des déformations plastiques, le tonnage injecté augmentant alors dans de fortes proportions sans profit pour les ouvrages. La pression est réduite systématiquement pour les passes supérieures, de façon à ne pas provoquer de fuites en surface.

L'écartement des forages varie avec le procédé employé et avec la position de l'écran dans le système général.

Dans les panneaux où l'emploi du silicate n'est pas justifié, et dans ceux où il ne constitue qu'une aide apportée à l'injection du ciment, l'écartement des forages varie de 2 à 3 m.

Les absorptions rapportées au mètre carré d'écran sont variables. Pour le ciment, il faut compter en moyenne 150 kgs environ. Pour les produits colloïdaux on doit tabler sur des consommations de 350 à 450 kgs, poids rapporté au silicate concentré à 37° Beaumé. Dans les régions où des terrains cohérents fracturés alternent avec des sables plus ou moins grossiers, il arrive que ces consommations moyennes se superposent l'une à l'autre.

CONSTATATIONS DIVERSES

On a pu, à différentes reprises depuis le début des travaux, se rendre compte "de visu" des résultats obtenus dans différents genres de terrains, en creusant des fouilles ou des puits de reconnaissance dans les parties injectées.

Parmi les multiples constatations faites, qui ont été très précieuses pour la conduite ultérieure des travaux, les deux suivantes paraissent mériter une mention spéciale.

1° Quand on injecte la solution colloïdale dans un sable relativement perméable en dehors de la nappe aquifère, la pénétration n'est pas régulière. Le produit, loin de cheminer horizontalement, a tendance à couler vers le bas et dans la direction du pendage. Le volume injecté à partir d'une passe donnée n'est pas un cylindre à axe vertical, mais un solide dissymétrique renflé vers le bas et intéressant des terrains situés à un niveau inférieur à celui de la passe considérée.

2° Dans l'injection des terrains supérieurs nettement cohérents, la direction des diaclases principales joue un rôle important. Ces diaclases n'existent en général que virtuellement et il est souvent impossible de les déceler en terrain vierge. On constate néanmoins une circulation privilégiée des produits injectés suivant la direction des diaclases principales, connue grâce à l'étude géologique.

Le phénomène a été révélé par de nombreuses communications entre forages que l'on observe lorsque l'écran est dirigé sensiblement suivant cette direction.

Par suite de cette circonstance favorable on a pu réaliser souvent, et notamment à l'écran principal rive gauche, un véritable tranchage du terrain avec formation d'un écran matérialisé par des plaques minces de ciment qui se relient entre elles. Là où elle n'existe pas, c'est-à-dire où la direction du rideau s'écarte notablement de la direction des diaclases principales, on a été conduit à rapprocher les forages.

On a vu dans ce qui précède l'importance considérable donnée aux ouvrages d'étanchéité en profondeur, justifiée par la qualité très médiocre des terrains de fondation, formés en grande partie de sables sans cohésion.

Nous décrirons maintenant un autre organe important pour la sécurité du barrage: le filtre de protection disposé partie sous le massif d'enrochements, partie à l'aval, sur toute la surface où des résurgences pourraient se manifester à la faveur d'une imperfection toujours possible des écrans d'étanchéité ou des murs parafouilles. Si une telle imperfection existait, elle pourrait avoir rapidement, en l'absence de ce dispositif spécial, des conséquences funestes.

L'idée de cet organe spécial de protection a été présenté à l'occasion du concours portant sur les travaux d'étanchement des terrains, sur les conseils de M. Von Terzaghi, par l'importante société qui est adjudicataire de ces travaux, et de plus, chargée du contrôle d'exécution du filtre.

Nous n'hésitons pas à signaler dès maintenant ce dispositif à l'attention des ingénieurs, bien que l'ouvrage ne soit pas encore en service. Il ne s'agit pas en effet d'une application essentiellement nouvelle, puisque le principe a déjà été appliqué pour lutter contre les renards à travers certains endiguements, et même, croyons-nous, pour protéger une fondation de barrage. Mais l'ampleur de la réalisation actuelle, sa complexité relative en relation avec la constitution des terrains et le type de l'ouvrage, la très bonne qualité d'exécution à laquelle on est arrivé paraissent mériter l'examen. Son efficacité d'autre part, ne paraît pouvoir être mise en doute à la suite de tous les essais auxquels elle a donné lieu.

Le but poursuivi est d'empêcher l'érosion régressive à partir des résurgences, en recouvrant le terrain d'une couche continue de sable à granulométrie étudiée pour donner à cette couche les deux propriétés suivantes:

1) être beaucoup plus perméable que le terrain, afin de faire tomber dès la sortie la valeur des vitesses nettes de circulation et faciliter les dépôts;

2) ne pas laisser passer même les grains les plus fins du terrain.

Cette couche pouvant elle-même présenter le danger d'entraînement sous l'action d'un débit important, on la recouvre d'une seconde couche jouant par rapport à la première le rôle que joue la première par rapport au terrain, et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on arrive à des éléments assez gros pour former un véritable drain à pertes de charges quasi nulles, et pour constituer une protection mécanique efficace.

L'auteur précité a donné une règle simple, que nous énoncerons plus loin, pour passer d'une couche à l'autre sans que cesse d'être remplie la double condition ci-dessus. Mais on est obligé de constater que si cette règle granulométrique est d'un emploi facile pour les rapports qui doivent exister entre deux couches artificielles, il n'en va pas de même pour la détermination de la granulométrie de la couche inférieure en fonction de celle du sol. Celui-ci est en effet généralement d'une composition et d'une perméabilité variables d'un point à un autre, et la recherche d'un matériau qui permette d'être uniformé-

ment appliqué comme première couche ne peut guère être opérée que grâce à de très nombreux essais de laboratoire.

La figure 22 est un plan de l'emplacement du barrage, montrant les affleurements des différentes zones une fois enlevés les alluvions et les éboulis de pente. Les contours des régions où les résurgences sont le plus à craindre avant et après réalisation des écrans d'étanchéité sont tracés sur la figure 30 ci-après.

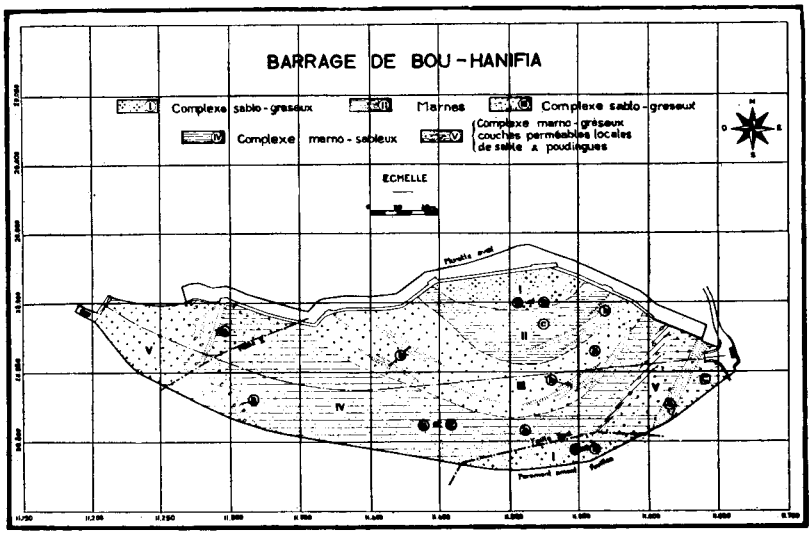


FIGURE 22.—**Plan montrant les affleurements des différentes zones de terrains.** — Plan showing the outcropping zones of different soil materials. — Veranschaulichung der über Tage liegenden Zonen verschiedenen Bodenmaterials. — Plan mostrando los afloramientos de las diferentes zonas del terreno.

TABLE III.—*Tableau des différents coéfficients de perméabilité*

Complexe	Désignation	Perméabilité moyenne	Composition type de la fraction désagrégeable	Perméabilité
		cm/sec		*cm/sec*
I	Sablo-gréseux	22×10^{-4}	a b	150×10^{-4}. 40×10^{-4}.
II	Marnes avec lentilles de sable.	35×10^{-4}	b c	40×10^{-4}. étanche.
III	Sablo-gréseux	35×10^{-4}	a b	150×10^{-4}. 40×10^{-4}.
IV	Marno sableux	43×10^{-4}	a c	150×10^{-4}. étanche.
V	Marno-gréseux avec couches de sable et poudingues.	70×10^{-4}	a	150×10^{-4}.

REMARQUE.—Chaque complexe repéré sur le plan de la fig. 22 est représenté par des roches et des terrains susceptibles de se désagréger. Les granulométries ne caractérisent pas un complexe mais un ou des éléments types de la fraction désagrégeable.

Ce dernier tracé résulte d'une étude hydrogéologique générale faite sur des profils d'écoulement probable, en tenant compte de la perméabilité moyenne des différents horizons, telle qu'elle résulte de très nombreuses déterminations.

La figure 23 donne la composition granulométrique de différents échantillons-types des terrains d'appui du barrage, et le tableau ci dessous des renseignements sur leurs perméabilités respectives.

Ces renseignements ont été obtenus par les procédés classiques: criblage et décantation fractionnée pour la granulométrie, méthode directe et méthode de Casagrande pour la perméabilité.

Pour les essais en laboratoire on s'est servi des dispositifs représentés par les deux photographies des figures 24 et 25.

Le premier représente les conditions les plus défavorables: le filtre recouvre un dépôt terreux de faible cohésion, artificiellement fissuré

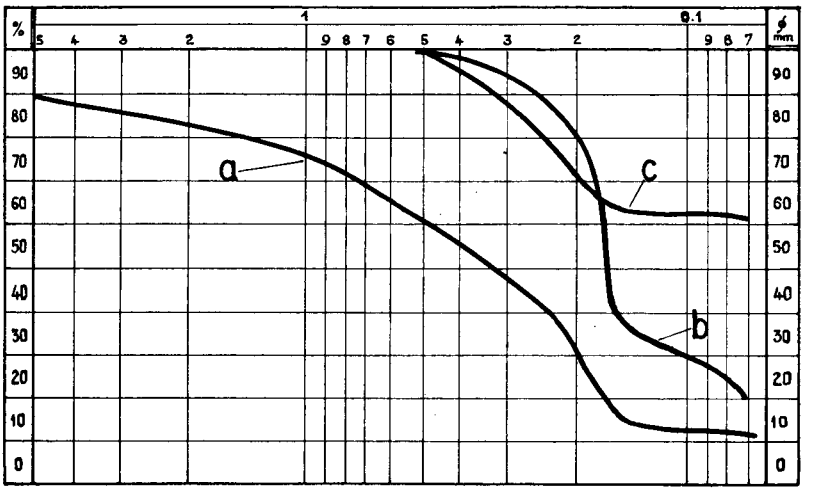


FIGURE 23.—**Composition granulométrique des différents échantillons types du terrain.** — Granulometric composition of different samples of soil materials. — Granulometrische Zusammensetzung der verschiedenen Probekörper der Bodenmaterialien. — Composición granulométrica de las diferentes muestras de terreno.

et dont la surface est inclinée. L'eau, en charge dans la cuve située à droite, pénètre sous le terrain expérimental, attaque les parois des fissures et entraîne les matériaux en suspension vers le filtre, où un courant s'établit suivant la ligne de plus grande pente.

Le deuxième, qui présente l'avantage de se prêter à des essais plus rapides, a été employé surtout pour le contrôle de l'exécution. On dispose dans un cylindre de verre un échantillon de terrain, puis les premiers lits du filtre, les différentes couches étant limitées par des sections droites du cylindre. On fait écouler l'eau dans le sens convenable sous des charges variables, et on observe les pénétrations éventuelles des éléments d'une couche dans la couche suivante. Un appareil plus complet présentait des prises de pression permettant de tracer la ligne piézométrique.

La recherche d'un sable convenant uniformément pour la constitution de la première couche, et pouvant être obtenu industriellement, a fait l'objet de très nombreuses expériences.

On a essayé successivement:

du sable provenant de dépôts récents de la rivière, traité dans une installation de lavage pour éliminer les particules argileuses.

du sable extrait de terrasses alluvionnaires anciennes situées dans la vallée à une quinzaine de kilomètres du chantier.

du sable de dunes.

C'est ce dernier type de sable qui a été retenu, malgré l'éloignement du lieu d'extraction, comme présentant une granulométrie quasi-constante, très favorable pour l'établissement de la première couche, et existant en quantité illimitée.

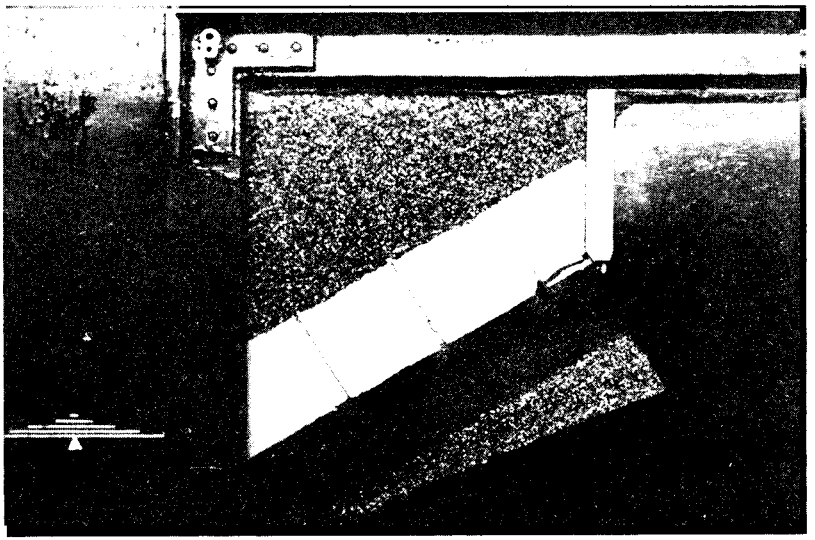


FIGURE 24.—**1er dispositif pour essai du filtre au laboratoire.** — First scheme used for laboratory tests of a filter. — Schema 1 für Filterversuche im Laboratorium verwandt. — 1er dispositivo para el ensayo del filtro en el laboratorio.

Ce sable fut extrait des dunes de la Macta, situées entre Arzew et Mostaganem, à quelques 65 kms du chantier. Il fut amené par voie ferrée jusqu'à la gare de Bou-Hanifia, où un dépôt fut créé, et transporté de là au chantier, sur 10 kms environ, par camions automobiles.

La granulométrie du sable de la Macta (3 échantillons) est donnée par le graphique de la figure 26, sur lequel on reconnaît que presque tous les grains sont compris entre 0,1 et 0,5 mm.

Pour la granulométrie des couches suivantes, le problème est beaucoup plus simple, puisque dans chaque cas la couche sous-jacente est de constitution constante. On applique la règle simple mentionnée plus haut et qui consiste en ceci (voir fig. 27).

AB étant la courbe granulométrique de la couche sous-jacente, on prend les diamètres *a* et *b* des grains correspondants respectivement à des pourcentages de 15 et 85%. Sur la ligne d'ordonnée

constante correspondant à 15% on place le segment ayant pour extrémités les diamètres 4*a* et 4*b*. La courbe granulométrique de la couche supérieure doit recouper le segment de droite.

Les essais ont montré que cette règle donne satisfaction. Les couches successives adoptées à Bou-Hanifia, en relation avec la règle ci-dessus, les résultats d'essais et les possibilités du chantier, sont ainsi de bas en haut:

TABLE IV

Numéro de la couche	Nature du matériau	Dimensions extrêmes des grains (en mms)	Épaisseur de la couche (en cms)
I	Sable de dune	0, 1–0, 5	Minimum 30 (régularisation).
II	Sable de broyage criblé	0, 5–3, 5	25.
III	——do	3, 5–6	25.
IV	Gravelette de concassage criblée	6–25	30.
V	Pierre cassée	25–60	30.

Le tout est recouvert (voir fig. 28) soit d'un dallage de protection, pour les parties en dehors du massif, soit d'une couche de gros moellons

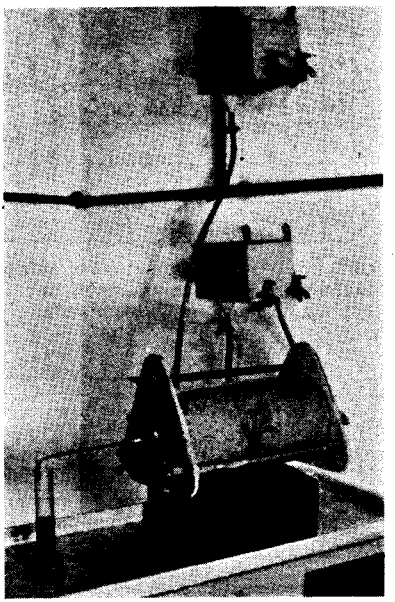


FIGURE 25.—**2ème dispositif pour essai du filtre au laboratoire.** — Second scheme used for laboratory tests of a filter. — Schema 2 für Filterversuche im Laboratorium verwandt. — 2° dispositivo para el ensayo del filtro en el laboratorio.

maçonnés au mortier de ciment, formant l'appui des enrochements pour les parties situées sous le massif.

La mise en place du filtre dans les parties quasi-horizontales n'offre aucune particularité spéciale: les différents sables, transportés en bennes-caisses à la grue, sont arrosés et pilonnés au moyen d'outils pneumatiques. Des essais avaient montré au préalable que ce pilonnage ne change que peu le degré de porosité et de perméabilité

des sables. Les deux couches pierreuses sont damées à la main après arrosage des matériaux. La conduite du travail est visible sur la photo figure 29.

Pour la mise en place sur des surfaces inclinées, la question se posait de rechercher la pente limite. Des essais en grand furent exécutés. Ils ont montré que l'on était limité par le talus d'éboulement du gravillon et de la pierre cassée, de pentes sensiblement égales entre elles: 74% sur l'horizontale. Les pentes des décapements ont été réglées de façon à ne pas dépasser 70%.

Le plan de la figure 30 indique les dispositions générales qui ont été arrêtées d'après la topographie du sol d'appui décapé, et d'après les résultats d'une étude stratigraphique, pétrographique et tectonique très poussée (la géologie de détail à l'emplacement du barrage est en effet des plus complexes).

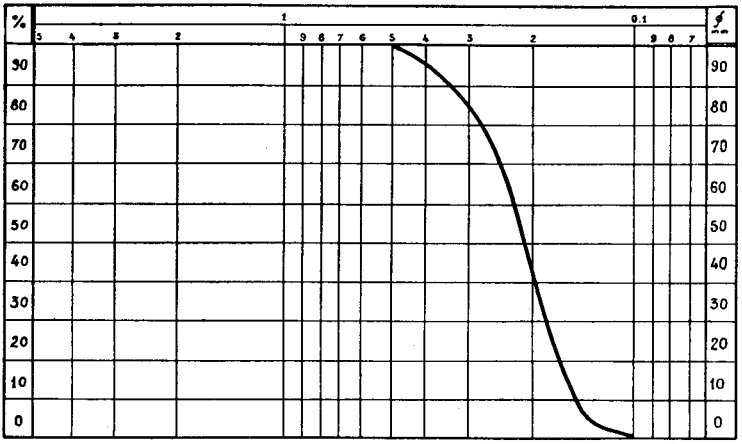


FIGURE 26.—**Granulométrie du sable de la Macta.** — Granulometry of the Macta sand. — Granulometrische Darstellung des Macta-Sandes. — Granulometría de la arena de la Macta.

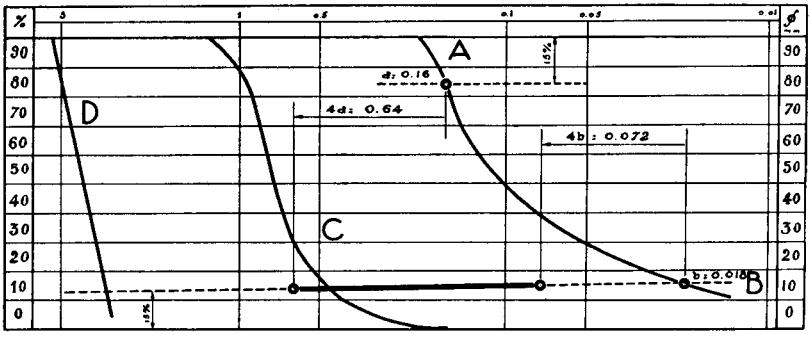


FIGURE 27.—**Application de la règle de Terzaghi.** — Application of the rule of Terzaghi. — Anwendung des Gesetzes von Terzaghi. — Aplicación de la regla de Terzaghi.

On voit sur ce plan, ainsi que sur la coupe de la figure 28, deux sortes d'organes dont nous devons parler maintenant: les drains et les murettes.

Les drains sont destinés à recueillir les eaux circulant dans les couches vraiment drainantes du filtre. Ils sont constitués par des tuyaux en béton armé de 115 cm de diamètre intérieur et de 22 cm d'épaisseur, comportant dans leur épaisseur une tôle d'étanchéité.

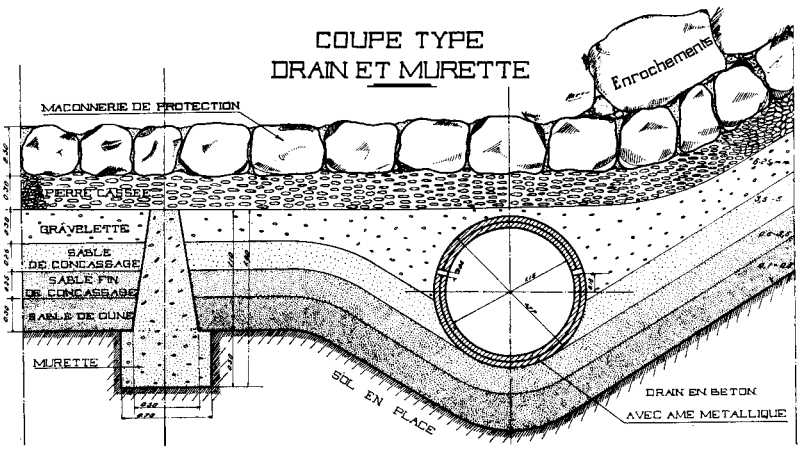


FIGURE 28.—**Coupe type du filtre (drains et murettes).** — Typical section of a filter (drain pipes and concrete walls). — Typischer Schnitt durch einen Filter (Drainage-Röhren und Betonwände). — Corte típico del filtro (drenajes y muros.)

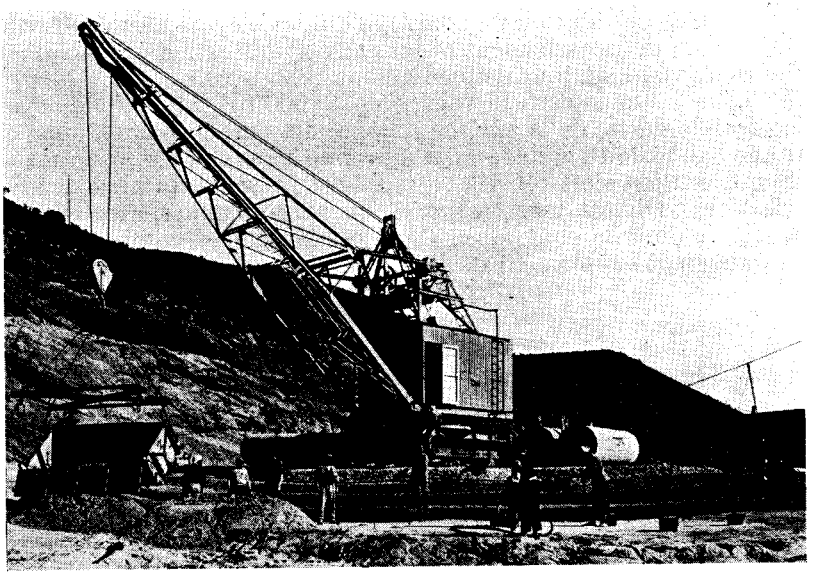


FIGURE 29.—**Confection du filtre.** — Building the filter beds. — Bau der Filter. — Confección del filtro.

Ils sont placés dans des encuvements creusés dans le terrain, et reposent sur la partie supérieure de la couche II. Des trous espacés de 25 cm d'axe en axe débouchent dans la couche IV (gravillon) et sont destinés à l'écoulement des eaux.

Ces tuyaux destinés à supporter extérieurement des pressions considérables à cause du poids des enrochements et de la poussée de l'eau, ont été soumis à des essais dans leurs conditions réelles d'emploi, c'est-à-dire enfermés dans un élément complet de filtre. On a profité pour cela d'une chambre souterraine bétonnée assez profonde pour que le poids des terrains situés au-dessus permette d'appliquer au vérin sur le dispositif à essayer la pression moyenne de 10 kgs/cm^2 à laquelle on voulait arriver. Les premiers essais ont conduit à modifier les armatures.

Les murettes ont pour premier rôle d'éviter des circulations trop longues dans le filtre, en obligeant de loin en loin les eaux à remonter au niveau des orifices des drains. En second lieu elles permettront éventuellement de localiser les zones d'infiltration, indiquant ainsi les régions des écrans intéressées par les résurgences les plus importantes et où des travaux confortatifs seraient souhaitables.

Comme le montre le dessin, ces murettes en béton reposent sur une fondation bloquée à pleine fouille. Leur crête est arasée à la partie supérieure de la couche IV. Elles comportent un redan formant chicane au niveau supérieur de la couche I. Elles sont coupées transversalement par des joints de retrait à feuille de cuivre.

Le franchissement des murettes transversales par les drains se fait par l'intermédiaire d'une pièce souple en tôle de cuivre emboutie, encastrée dans la murette et serrée sur le tuyau, formant organe d'étanchéité tout en permettant les déplacements relatifs.

Tous les drains débouchent dans un caniveau qui, ainsi que le montre le plan, suit le pied aval du barrage. Ces eaux seront amenées par gravité à une station de pompage qui les élèvera en même temps que les eaux de ruissellement et les eaux d'infiltration provenant des galeries de visite du mur de pied amont.

Le filtre a une superficie voisine de 40.000 m^2. Il s'étend sous la plus grande partie de la surface d'appui des enrochements, ainsi que sur une bande de 10 m de largeur moyenne à l'aval du pied du massif.

Son exécution s'est révélée très aisée et présente un haut degré de perfection. On est ainsi arrivé à un ensemble parfaitement constructif et dont le coût assez élevé est largement compensé par le très important supplément de sécurité qu'il apportera à l'ouvrage.

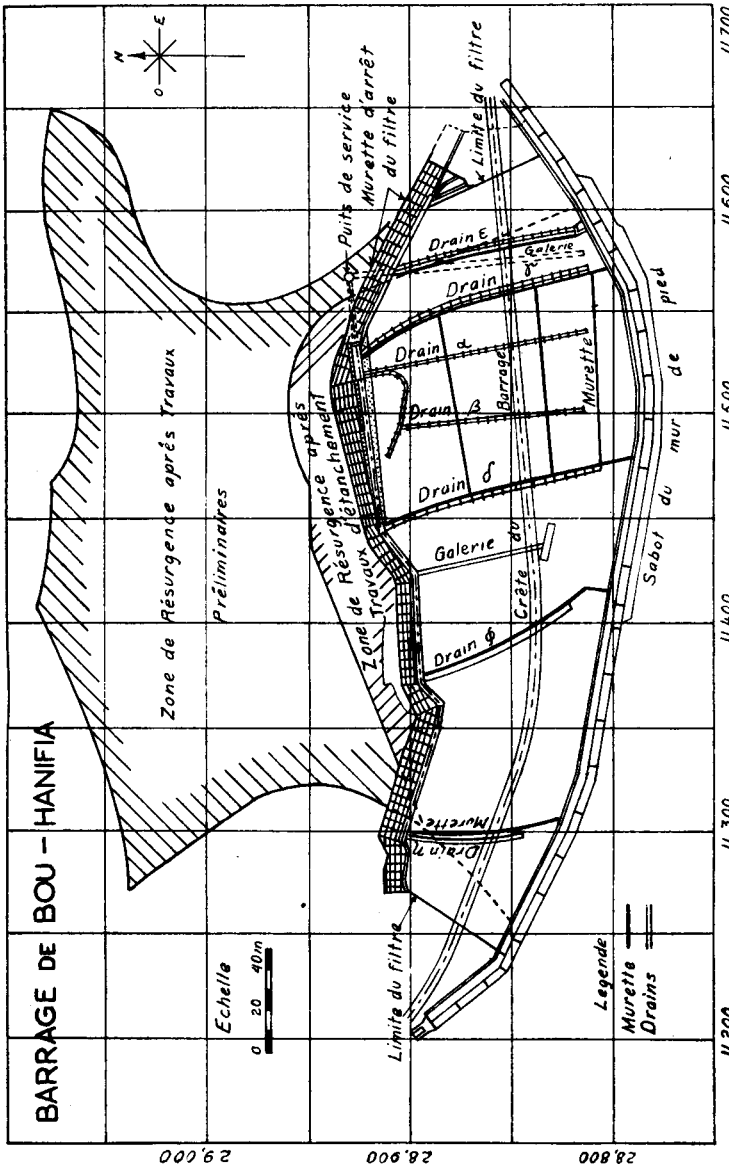


FIGURE 30.—**Plan indiquant les zones de résurgence.** — Plan showing the zones where "boiling-up" occurs. — Veranschaulichung der Zonen, wo das "auftreibende Wasser" auftritt. — Plan indicando las zonas de surgimiento.

ANNEXE N° 2

LA LUTTE CONTRE LES EROSIONS SOUTERRAINES AU BARRAGE DU GHRIB

M. MARTIN

Ingénieur des Ponts et Chaussées

Le barrage du "Ghrib" sur le Chéliff dont il est question d'autre part dans les deux communications sur les "Barrages en enrochements arrimés" et sur les "Masques des barrages en enrochements", est fondé sur des terrains particulièrement peu favorables à l'implantation d'un barrage de grande hauteur.

Les flancs de la vallée sont formés sur 80 m de hauteur de bancs réguliers d'un grès extrêmement médiocre et hétérogène; quelques bancs isolés sont assez durs, la majorité est très tendre, certains enfin, sont si peu cimentés qu'ils offrent l'aspect d'un sable un peu cohérent; quelques feuillets argileux très minces les séparent.

Sous les alluvions du lit on trouve sur 16 m d'épaisseur une couche de marne bleue très compressible, se délitant très aisément à l'air, diffusant dans l'eau.

Cette couche dénommée "marne supérieure" recouvre de nouveaux bancs gréseux dénommés "grès moyen" analogues aux grès supérieurs, et de 22 m d'épaisseur, sous lesquels on retrouve une couche de marne profonde.

L'ensemble plonge vers l'aval avec un faible pendage de 14% sur l'horizontale; de plus, dans l'axe même de la vallée se présente un redressement anticlinal qui a pour effet de ramener le grès moyen directement sous les alluvions vers le milieu du mur de pied amont du barrage (voir plan et coupe schématiques ci-annexés, fig. 31 et 32).

Les grès sont poreux, leur coefficient de perméabilité pour des parties sans aucune fissuration variant de 0,008 mm/sec. à 0,0005 mm/sec. La vitesse critique d'entraînement des particules sableuses très fines est extrêmement faible, de l'ordre du millimètre-seconde.

Enfin, et c'est là que réside le danger le plus sérieux, les grès sont en outre fissurés. Il existe d'abord une fissuration extrêmement fine qui ne se décèle qu'après une circulation d'eau de plusieurs heures. Sous l'effet de cette fissuration capillaire le coéfficient de perméabilité monte à 0,2 mm/sec. environ.

En outre, on observe des fissurations franches qui forment dans l'ensemble deux réseaux principaux, l'un grossièrement parallèle à l'axe de l'anticlinal, c'est-à-dire à la vallée, l'autre normal à cet axe. Au droit du barrage on reconnaît presque exclusivement des fissures peu inclinées sur l'axe de la vallée. Ces fissures d'ouverture très variable, depuis l'ordre du millimètre jusqu'à plusieurs centimètres,

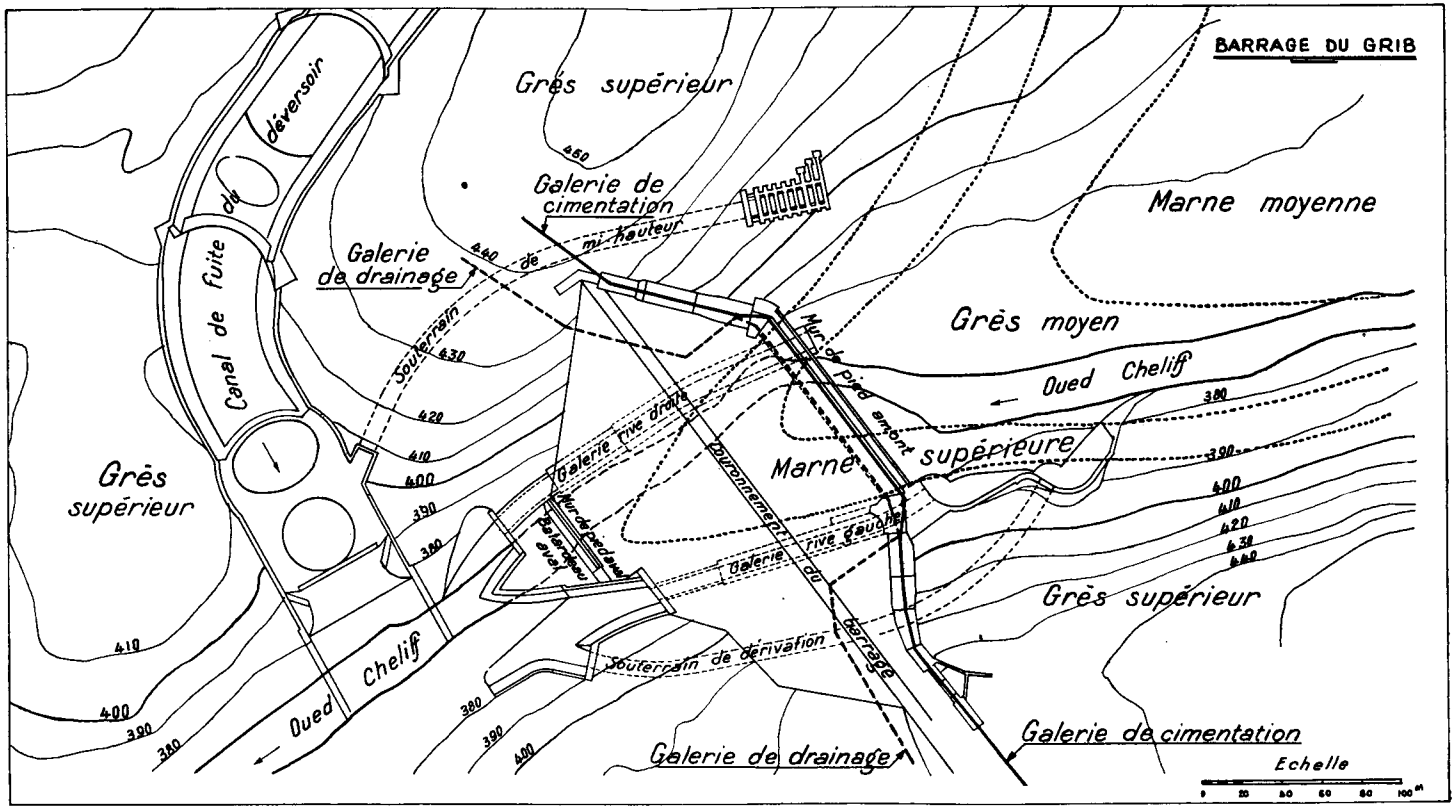


FIGURE 31.—**Plan d'ensemble.** — General plan. — Gesamtplan. — Plan general.

sont remplies de produits de colmatage, amenés par les eaux de pluie, mais se débourrent extrêmement facilement. Ces fissures amènent la perméabilité moyenne du terrain à l'ordre de 20 mm/sec.

Si, à quelque distance d'une paroi gréseuse apparemment continue on injecte de l'eau dans un sondage, on voit les fissures se dessiner par les suintements d'eau; si l'injection est suffisamment prolongée et la charge assez forte, les fissures débourrent: le débit augmente, l'eau se trouble; le débit solide est rapidement important, formé par l'entraînement des matières constituant le remplissage de la fissure; après nettoyage complet l'entraînement se poursuit par érosion des parois de la fissure.

Cette expérience très simple montre bien le mécanisme de la catastrophe possible:

circulation d'eau dans une fissure;

si la vitesse critique est dépassée: entraînement de matières, érosion régressive de l'aval à l'amont;

débourrage de la fissure;

élargissement de la fissure par érosion des parois;

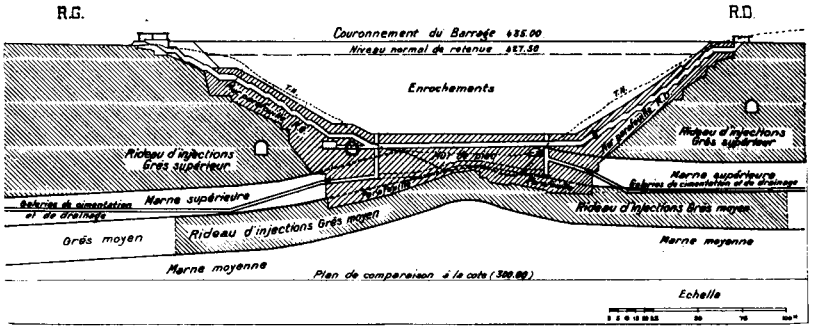


FIGURE 32.—**Coupe développée suivant la galerie de cimentation.** — Developed cross section made along the cement injection gallery. — Abgewickelter Querschnitt durch den Zement-Einspritzungsstollen. — Corte seccional desarrollado a lo largo de la galería de cementación.

augmentation progressive de la vitesse de l'eau par réduction des pertes de charge;

entraînement de matières de plus en plus importantes et sans limite. . .

Les marnes sont étanches et l'expérience a montré qu'elles sont moins sensibles à l'érosion que les grès, ce qui paraît anormal puisque un bloc de marne placé dans l'eau se transforme spontanément en boue.

En fait, lorsqu'on fait passer un courant d'eau à air libre dans un petit canal, ou encore en pression dans un trou foré dans la marne, on constate au début un entraînement, même avec de très faibles vitesses, mais cet entraînement diminue rapidement.

L'explication de ce fait paraît être fournie par l'observation qu'on peut faire sur les parois du canal, de la formation d'une pellicule onctueuse, grasse, formée de produits colloïdaux, dus peut-être à la présence de sels de fer. Si on enlève à l'ongle cette pellicule l'érosion reprend puis s'arrête, une nouvelle couche s'étant formée.

Il y a donc pour la marne un phénomène d'autodéfense intéressant qui ne paraît pas exister pour le grès.

Les contacts grès marne restent toutefois des points particulièrement dangereux. En outre les feuillets argileux inclus dans le grès créent des risques de glissement très sérieux.

Pour parer à ces divers dangers si graves on a exécuté au barrage du Ghrib des travaux d'étanchement du terrain d'une importance exceptionnelle; ces travaux ont été complétés par des dispositifs spéciaux de drainage ayant pour double objet de permettre de surveiller les fuites et de réduire le risque d'érosion.

I. Travaux d'Étanchement

L'étanchement est réalisé par un rideau d'injection en profondeur prolongeant les murs parafouilles en béton du barrage.

Ce rideau d'étanchéité comprend deux parties bien distinctes:

Le rideau du grès supérieur descendu jusqu'à la marne supérieure.

Le rideau du grès moyen s'étendant sur toute son épaisseur entre la marne supérieure et la marne profonde.

Latéralement, les 2 rideaux ne sont pas délimités par des terrains étanches, de sorte qu'ils peuvent être contournés par les eaux.

Pour que ce contournement ne soit pas dangereux, il faut que la longueur du trajet imposé aux eaux crée des pertes de charge entre l'amont et la résurgence à l'aval telles que la vitesse de circulation ne soit pas supérieure à la vitesse critique. La valeur nécessaire et suffisante du rapport $\frac{L}{H}$ de la longueur du trajet à la charge motrice n'a pu être déterminée par expérience en raison de l'extrême hétérogénéité du terrain, et notamment des différences constatées dans l'épaisseur et le degré de remplissage des fissures.

La solution à laquelle on s'est arrêté est celle d'un essai direct: on a exécuté un premier rideau d'une étendue certainement suffisante pour permettre de remplir le barrage jusqu'à mi-hauteur, la stabilité du niveau à cette cote étant obtenue malgré les crues à l'aide de vannes de vidange de gros débit et d'un déversoir auxiliaire en souterrain. Les observations faites à ce niveau permettront de juger de l'importance des travaux complémentaires à exécuter pour poursuivre le remplissage sans danger jusqu'à la hauteur maximum.

L'étendue donnée à ce premier rideau, tant pour le grès supérieur que pour le grès moyen, correspond à un coefficient $\frac{L}{H}$ de l'ordre de 8 pour la mi-hauteur (cote 400-hauteur d'eau: 29 m), et de 4 pour le remplissage complet (niveau normal, 427,50 — 56 m,50 de hauteur d'eau — niveau maximum en crue, 430,50).

Pour la porosité seule le coefficient 8 est certainement large.

En ce qui concerne la fissuration on a observé par expériences directes des débourrages de fissures sous des charges donnant un $\frac{L}{H}$ supérieur à 10.

Toutefois le coefficient 8 s'applique au parcours de longueur minimum possible le long du rideau à l'amont puis à l'aval. Or les

eaux doivent suivre dans des fissures des parcours plus longs et plus compliqués.

Nous reviendrons plus loin sur les résultats de la mise en eau.

L'étanchéité du terrain est réalisée à l'aide d'injections à forte pression de ciment et de produits chimiques dans des forages.

Les produits chimiques — silicate de soude et sulfate d'alumine qui réagissent pour donner du silicate d'alumine — sont indispensables pour traiter un terrain poreux et sillonné de fissures très fines et partiellement remplies, comme le grès.

Ils jouent trois rôles principaux:

Ils remplissent seuls et obturent les fissures extrêmement fines qu'ouvre la pression d'injection.

Ils pénètrent dans une certaine mesure dans le grès et en réduisent la porosité.

Enfin ils tapissent les parois des fissures notables et permettent ainsi la pénétration du ciment qui assure l'obturation.

On a constaté que pour obtenir une étanchéité suffisante, il était nécessaire de disposer de forages relativement très rapprochés: ceux-ci sont implantés en quinconce sur 2 lignes espacées de 1 m ,50 et à 2 m l'un de l'autre sur chaque ligne.

Les forages sont exécutés par raison d'économie au super-marteau à injection d'eau sous forte pression avec réglage séparé des dispositifs de rotation et de percussion. On a réussi au barrage du Ghrib à faire au super-marteau des trous de 120 m de profondeur.

Après mise au point, les résultats obtenus par les procédés d'injection ont été entièrement satisfaisants: obturation totale des fissures, réduction considérable de la porosité. La perméabilité moyenne du terrain traité descend à l'ordre de 0,0001 mm/sec., c'est-à-dire à une valeur nettement inférieure au coefficient de perméabilité du grès sans aucune fissuration.

Sous une charge $\frac{H}{L}$ de 3 cette perméabilité correspond à un débit de fuite très faible de 0 l ,0003 par m² ou 3 l/sec. par hectare de rideau.

Les chiffres suivants donnent une idée de l'importance des travaux exécutés, dont le coût total atteint 50.000.000 francs.

Forage au battage (reconnaissance géologique)	276,50 m
Forage à la rotation (reconnaissance et drainage)	4.182,60 m
Forage au super-marteau (injections)	32.460,55 m
Reforage au super-marteau	118.568,30 m
Reforage à la sondeuse	655,90 m
Injections produits chimiques	12.036,435 qx
Injections de ciment — Traitement du terrain	6.762,952 tons
Injections de ciment — Extrados des galeries	1.578,412 tons
Heures de pompe d'injection	28.778,25 heures
Surface du rideau traité — Grès moyen	8.613,12 m²
Surface du rideau traité — Grès supérieur	23.619,63 m²

II. Drainages

Il est indispensable pour garantir la sécurité de pouvoir surveiller les fuites d'eau en jaugeant le débit de drains disposés de manière à re-

cueillir les infiltrations avant la résurgence sous les enrochements. Cette précaution est d'autant plus nécessaire que le massif d'enrochements masque une grande surface de terrain.

Toutefois les drains présentent l'inconvénient de réduire la longueur du trajet parcouru par l'eau [2] et de créer des appels d'eau avec augmentation locale de la vitesse de l'eau. Pour qu'ils ne soient pas dangereux, il est indispensable de les munir de dispositifs filtrants tels qu'aucun entraînement de matériaux ne soit possible et que par conséquent aucune érosion régressive ne puisse s'amorcer. Ils apportent alors au contraire un élément de sécurité complémentaire important.

C'est la solution qui a été adoptée au barrage du Ghrib.

Les drains filtrants sont constitués par des forages au diamètre de 200 mm espacés de 20 m et inclinés sur la verticale de manière à recouper le plus possible de fissures. On place à l'intérieur des tubes métalliques de 100 mm qui sont perforés, suivant une technique mise au point par les sondeurs de Californie, de fentes horizontales obtenues par poinçonnement de l'intérieur de manière à retrousser quelque peu les lèvres vers l'extérieur. L'espace vide entre le tube et le terrain est rempli hydrauliquement avec du sable composé en grande majorité de grains suffisamment petits pour s'opposer à la pénétration des grains les plus fins provenant de l'érosion du grès, c'est-à-dire d'un diamètre environ 4 fois supérieur, avec un petit pourcentage de grains plus gros ne passant pas dans les fentes du tube.

L'expérience a montré que l'on obtenait ainsi avec une seule couche de sable un filtrage absolument efficace: les éléments fins du sable forment filtre à l'égard du terrain, et les gros éléments se coincent dans les fentes et font filtre à l'égard des éléments fins.

Les galeries visitables où aboutissent les drains sous chaque rive ont été placées à 40 m du rideau de cimentation dans la marne moyenne, à une cote volontairement très basse de manière à provoquer un rabattement très important et éviter autant que possible que des résurgences rèsiduelles se fassent jour sous les enrochements.

Deux cours de drains aboutissent à ces galeries sur chaque rive, les uns remontant du grès moyen, les autres descendant du grès supérieur.

Dans la traversée de la vallée, les drains aboutissent à une galerie percée dans l'épaisseur et à la base du mur de pied du barrage.

Sur la rive droite le rideau de draînage est beaucoup plus étendu, en raison du danger de glissement sur des feuillets argileux d'une partie du mamelon, sur lequel s'appuie de ce côté le barrage, vers la profonde tranchée du canal de fuite du déversoir qui le borde à l'aval. On a donc cherché à assécher aussi complètement que possible la partie aval de ce mamelon en multipliant les drains et en perçant 2 galeries de drainage complémentaires l'une à la hauteur du lit naturel de l'oued, l'autre à mi-hauteur suivant un contact aquifère très net qui avait été repéré.

Ces galeries sont assez vastes pour permettre de forer de nouveaux drains et de renouveler le sable filtrant — même les tubes — si cela devenait nécessaire.

---

[2] *En tenant compte des drains le coefficient* $\frac{L}{H}$ *de 8 indiqué plus haut descend à 5 environ.*

Ce dispositif présente ainsi tous les avantages; toutefois il n'est pas certain qu'il offre une efficacité totale, c'est-à-dire qu'il interdise absolument aux eaux de le traverser pour se faire jour jusque sous les enrochements du barrage.

Eu égard à la qualité et à l'importance du rideau de cimentation exécuté, on peut être en tous cas assuré que les eaux qui ne seraient pas recueillies par les drains seraient en quantité si faible qu'elles ne risqueraient pas de provoquer d'entraînement dangereux.

La mise en eau du barrage a commencé; le plan d'eau est à l'heure actuelle à 2 m près au niveau de mi-hauteur (cote 400) fixé pour la première étape, qui sera maintenu pendant près d'un an.

Jusqu'à présent les résultats sont aussi satisfaisants que possible; les pertes totales sont de moins de 2 l/sec., bien inférieures aux prévisions.

Il faut attendre des observations complètes pour pouvoir se prononcer; toutefois il est permis d'espérer qu'on pourra poursuivre la mise en eau jusqu'au sommet sans travaux de cimentation complémentaires.

Il y a lieu d'observer que les premières mises en eau sont les plus dangereuses: si en effet les fuites, et par conséquent les vitesses de circulation, sont assez faibles pour qu'il n'y ait pas de débourrage, ces fuites tendront à diminuer d'elles-mêmes grâce au colmatage progressif que produiront les matières argileuses en suspension dans l'eau du lac.

RESUME

La connaissance approfondie des terrains de fondation est essentielle quand ceux-ci sont compressibles, hétérogènes, perméables, affouillables. C'est généralement le cas en Algérie, où les ingénieurs ont dû faire appel à toutes les méthodes d'essais connues en place et au laboratoire.

L'auteur donne deux exemples de campagnes d'essais ayant conduit à une modification des projets.

Le barrage à voûtes multiples de Béni-Bahdel repose en partie sur des schistes compressibles et présentant le danger de glissement.

On a exécuté sur le terrain en place des essais de poinçonnement et de cisaillement. On a étudié en laboratoire les diagrammes eudométriques, la compressibilité avec expansion latérale, le retrait et le gonflement sous charge, le frottement simple, l'angle de frottement interne et la cohésion.

Les essais ont conduit:

à limiter les pressions sur le sol à 6 kgs/cm^2,

à lutter contre les déplacements angulaires relatifs des contreforts,

à profiter au mieux de la butée aval contre les grès.

Le projet a été modifié dans ce sens. On a élargi la base des contreforts, et on les a réuni à l'aval par une file de poutres armées donnant une meilleure répartition des charges, s'opposant aux déformations et favorisant l'effet de butée.

Le barrage en enrochements de Bou-Hanifia installé sur des terrains perméables et affouillables comporte notamment comme ouvrage d'étanchéité en profondeur un mur parafouille en béton encastré dans des marnes étanches, et dont la profondeur atteint 70 m.

Des essais effectués sur les marnes ont montré que celles-ci sont très consolidées, mais donneront lieu à des déformations élastiques. Le mur, solidaire des terrains encaissants qui suivront ce mouvement, subirait des efforts de flexion auxquels il ne résisterait pas.

En partant des résultats d'essais et en s'aidant d'hypothèses simplificatrices, on a recherché l'allure de la cuvette de tassement. On a été conduit:

à modifier l'implantation du mur pour réduire l'amplitude des déformations longitudinales de sa base, lesquelles dépendent de la courbure de la surface de tassement à l'aplomb du mur,

à diviser ce dernier en panneaux de 15 à 20 m de long réunis entre eux par des joints étanches d'un type spécial, permettant le déplacement relatif,

à armer la base des panneaux en vue de faciliter l'étirage du béton et d'éviter la localisation des fissures.

On a dû prendre au barrage de Bou-Hanifia des précautions considérables pour lutter contre les érosions souterraines.

Le projet des ouvrages correspondant a nécessité de nombreux essais de perméabilité et une étude complète des écoulements. On a tenu compte pour cette étude de la différence de perméabilité moyenne dans le sens vertical et dans le sens horizontal.

Des essais d'écoulement souterrain sur modèle réduit ont été effectués, en vue de vérifier dans une certaine mesure les résultats des calculs.

Les travaux d'injection prennent une ampleur spéciale. Leur montant dépasse 50 millions de francs.

Ils comprennent:

la soudure du mur parafouille au terrain encaissant,

des écrans complétant le mur dans les endroits où celui-ci ne descend pas au plancher imperméable,

des écrans au large destinés à éviter les contournements latéraux.

Les terrains supérieurs sont traités par injection de coulis de ciment, avec ou sans emploi préalable de produits chimiques. Les terrains inférieurs, souvent sableux et sans cohésion, et où le ciment ne peut pénétrer, sont imbibés dans leur masse d'une solution colloïdale de silice qui se transforme en gel dans un temps réglâble. Cette technique spéciale n'a été adoptée qu'après des essais en grand dans le terrain en place.

Les forages sont exécutés à la sondeuse à diamants, et les injections se font par passes descendantes, de longueur inférieure à 5 m. On contrôle la marche des travaux par des essais à l'eau sous pression.

Dans les terrains cohérents on a observé un effet de tranchage quand le rideau suit la direction de diaclase principale.

Pour éviter qu'une imperfection des ouvrages ne donne lieu à des résurgences dangereuses on a disposé sous le massif d'enrochements et sur une zone à l'aval un filtre de protection composé de cinq couches de granulométrie spécialement étudiée: trois de sable, une de gravillon et une de pierre cassée. Le tout est recouvert d'un revêtement maçonné.

Le rôle du filtre est de faire tomber très vite la vitesse de l'eau aux résurgences de façon à faciliter le dépôt tout en empêchant de passer même les grains les plus fins du terrain.

Les eaux sont évacuées par des tuyaux en béton armé possédant des orifices qui débouchent dans la couche de gravillon. Le filtre est cloisonné par des murettes longitudinales et transversales qui obligent l'eau à pénétrer dans les tuyaux et permettent de localiser les pertes.

Le barrage du Ghrib est construit sur un terrain formé de grès généralement friables et de marnes de mauvaise qualité.

Les grès sont perméables dans leur masse, et la vitesse d'entraînement de leurs particules est très faible, de l'ordre du millimètre par seconde.

Ils sont de plus recoupés par des fissures, les unes très fines, les autres plus ouvertes et remplies de produits de colmatage. La circulation d'eau dans une fissure provoque, ainsi que l'ont montré les essais, l'entraînement de matière, par érosion régressive, puis le débourrage très rapide, enfin l'élargissement sans limite de la fissure par érosion des parois. Il y a là un très grave danger.

Les marnes, qui cependant se délitent facilement, résistent bien à l'érosion grâce à un phénomène d'autodéfense, le dépôt d'une pellicule colloïdale mince très lisse. Les essais montrent que, même pour des vitesses notables, l'érosion s'arrête d'elle-même.

Les contacts grès-marne sont particulièrement dangereux. De plus on peut craindre des glissements sur des feuillets argileux inclus dans le grès.

Des travaux d'étanchement très importants (50 millions de francs) ont été réalisés. Ils consistent en rideaux d'injections traitant spécialement les deux principaux étages de grès. Latéralement ces rideaux ne sont pas délimités par des terrains étanches. Leur étendue n'est fixée que par la considération de la pente piézométrique pour les trajets les plus courts.

Les forages furent exécutés au super-marteau. On y a injecté du coulis de ciment après traitement préalable au silicate de soude, qui a pour effet de boucher les fissures très fines, de faciliter la pénétration du ciment dans les autres, enfin de réduire la perméabilité propre de la roche.

Les observations faites lors d'une mise en eau à mi-hauteur ont montré qu'on avait ramené la perméabilité moyenne du terrain traité en-dessous de la perméabilité propre du grès.

Pour garantir la sécurité et pouvoir surveiller les fuites, on a établi un système complet de drainage filtrant. Les drains sont constitués par des forages de 200 mm espacés de 20 m, équipés avec des tubes spécialement perforés et un garnissage de sable à granulométrie telle qu'il arrête les grains fins du terrain.

Ces drains, qui intéressent les deux niveaux gréseux, débouchent dans des galeries.

Le barrage est en cours de remplissage. Les résultats sont jusqu'ici entièrement satisfaisants, les pertes totales ne dépassant pas 2 l/sec.

SUMMARY

A full knowledge of the foundation materials is essential when they happen to be compressible, heterogenous, pervious, and shiftable. This happens generally in Algeria, where engineers have had to use all the methods known for making tests in the field and in the laboratories.

This paper presents two examples of a series of tests which have led to changes in the designs.

The multiple-arch dam of Béni–Bahdel has its foundation on compressible shale which is apt to slide.

Punching and shearing tests have been made in the field. Eudiometrical diagrams, compressibility with lateral expansion, shrinkage and expansion under load, simple friction, angle of internal friction, and cohesion have been studied in the laboratories.

The results of the tests led to:

(*a*) The limitation of the bearing pressure on soil material to 6kgs/cm^2.

(*b*) Provision against relative angular movements of the buttresses.

(*c*) Best usage of the downstream thrusts against the sandstone.

The design has been modified along those lines. The buttress bases have been enlarged, and the downstream extremities have been joined by reinforced concrete beams providing a better distribution of load, preventing deformations, and improving the thrust action.

The loose rock dam of Bou-Hanifia, built over pervious and shiftable soil, has as a part of its watertightness system a concrete core wall extending in the waterproof marls, the depth of which extends 70 meters.

Tests conducted on the marls have shown that they are very compact but are subject to elastic and permanent deformations.

The core wall, being integral with the adjoining soil materials, will follow their displacements and would be subjected to strains which it could not resist.

Using the results of the tests as a basis, and with the help of simplifying hypothesis, an endeavor has been made to form an idea of the ultimate shape of the settling bowl. This has led to:

(*a*) A modification of the core wall "tailing" so as to reduce the magnitude of the longitudinal deformations at the bases which depend on the curvature of the settling surfaces at the base.

(*b*) A division of the core wall in sections 15 to 20 meters long, separated by water tight joints of a special type, allowing relative displacements.

(*c*) A reinforcement with steel of the bases of the sections in order to facilitate the extension of the concrete without the formation of cracks therein.

Considerable precaution had to be taken at the Bou-Hanifia Dam in order to fight underground erosion.

The design of the construction work provided therefor has necessitated numerous tests of perviousness and a complete study of the percolation flows. In the study the differences of mean perviousness for the vertical and horizontal directions has been taken into consideration.

Tests of underground percolation were made on reduced scale models, so as to check, up to a certain point, the results given by calculation.

The work involved in the cement grouting was especially great, the cost exceeding 50 million francs.

This work consisted of:

(*a*) The bonding between the core wall and the foundation material

(*b*) Diaphragms extending the core wall wherever it did not extend down to the impervious natural flooring.

(*c*) Diaphragms (or waterproof curtains) at certain distances from the core wall in order to prevent the water from percolating around the main work.

The top layers of the foundation materials were subjected to injections of liquid cement with or without previous use of chemicals. The lower layers are often of a sandy nature and without cohesion and cannot be reached by the liquid cement; they were impregnated in their bulk with a coloidal solution of silicate which, within a definite time, sets in a jellylike form. This special technique has been applied only after tests on a large scale have been made on the foundation material itself.

The bore-holes are made with diamond drills and the injections are made successively in five-meter depths, each successive injection being for a layer below the previous injection. The progress of the work was checked by tests made with water under pressure.

In coherent materials, a shearing effect has been observed when the waterproof diaphragm follows the same direction as the principal diaclase (fault).

In order to prevent dangerous "boiling-up" due to a possible defect in the work, a protective filter has been made under the rock fill and in a downstream zone; this filter is made up of five layers of materials having specific granulometry specially studied—three layers of sand, one of gravel, and one of broken stone. The whole filter has a masonry facing.

The object of the filter was to reduce very abruptly the velocity of the water when "boiling-up" might occur, so as to facilitate the settling and to prevent at the same time even the finer grains of soil from being carried through by the water. The drainage of water is provided for by reinforced concrete pipes, perforated in those parts which are embedded in the gravel layer. The filter is divided by longitudinal and transverse walls which compel the water to enter the pipes, thus localizing the points of loss.

The Ghrib Dam is built on foundation materials consisting of sandstone, largely friable, and of marls of poor quality.

The sandstone is pervious through its bulk and the velocity at which its particles are carried away by water is very small, in the neighborhood of 1 mm per second.

The mass, however, is cut by cracks some of which are thin while others are wider and filled up with silting products. The water circulation through a crack causes, as tests have shown, the carrying away of particles by regressive erosion, then they are very quickly carried away, and finally an unlimited enlargement by erosion of the sides of the crack takes place. There lies here a very great danger.

The marls, though they disintegrate easily along their stratification lines, resist well the erosion because of a phenomena of self-defense, which is the coating formed by a thin but extremely smooth colloidal film. Tests show that the erosion soon is checked, even though the velocity of the water be considerable.

The surfaces of contact between the sandstone and the marl are particularly dangerous. Besides that, slides along thin layers of clay inclosed within the sandstone are to be feared.

Very important waterproofing works (50 million francs) have been made. They consist of injections made to provide a sort of curtain (diaphragm), especially at the two main layers of sandstone. These curtains are not limited on their lateral edges by waterproof soil materials. Their extent has been determined only through the consideration of the piezometric slope (saturation line) along the shortest paths.

The bore holes were made by churn drills. Liquid cement has been injected through these holes after a treatment with sodium silicate, the effect of which is to close the hair line cracks, to facilitate the penetration of the cement in the other cracks and finally to reduce the perviousness of the rock itself.

Observations made, when the reservoir was filled with water at the midheight level, have shown that the mean perviousness of the soil materials thus treated had been brought below the perviousness of the sandstone itself.

In order to insure safety and to be able to check on the leakage, a complete system of filtering drains has been established. The drains consist of bore holes of 200 mm, spaced every 20 m, equipped with specially perforated tubes and filled with a sand of such a granulometry that this sand stops the fine grains of the soil materials.

These drains, which take care of the two sandstone layers, have their outlets in galleries.

The dam is now being filled. Results up to the present have been entirely satisfactory and the total leakage is not more than 2 liters per second.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine gründliche Kenntnis des Baugrundes ist unbedingt notwendig, wenn dieser Grund kompressibel ist, wenn er eine unregelmässige Zusammensetzung aufweist, wenn er durchlässig ist bzw. zu Unterspülungen Anlass gibt. Dies sind im allgemeinen die Eigenschaften eines jeden Baugrundes in Algerien, wo die Ingenieure zu sämtlichen bekannten Versuchsarten haben greifen müssen, und zwar sowohl zu den an Ort und Stelle auszuführenden Versuchen, als auch zu den Laboratoriumsversuchen.

Der Verfasser gibt zwei Beispiele von Versuchen, die zu einer Änderung der Projekte geführt haben.

Die Beni-Bahdel-Mehrfachgewölbe-Talsperre sitzt teilweise auf kompressiblen Schiefern, die zu Rutschungen Anlass geben.

An Ort und Stelle wurden Durchlochungs- und Schubfestigkeitsversuche ausgeführt. Im Laboratorium wurden untersucht: die endometrischen Diagramme, das Verhalten auf Druckbeanspruchung bei seitlicher Ausdehnungsmöglichkeit, Schrumpfung und Quellung unter Last, die einfache Reibung, der innere Reibungswinkel und die Kohäsion.

Die Versuche haben dazu geführt:

die Beanspruchung des Bodens auf Druck auf höchstens 6 kg/cm^2 festzusetzen,

die relativen Winkelverschiebungen der Strebepfeiler zu bekämpfen, *aufs Beste den Widerstand des Sandsteins auf der Talseite* auszunutzen.

Das Projekt wurde dementsprechend abgeändert. Der Fuss der Strebepfeiler wurde verbreitert, und die Strebepfeiler wurden auf der Talseite durch eine Reihe von armierten Trägern miteinander vereinigt. Diese armierten Träger bewirken eine bessere Verteilung der Last, wirken den Formänderungen entgegen und unterstützen die Wirkung der Widerlager.

Die Felstrümmer-Talsperre bei Bou Hanifia, die auf durchlässigem und verschiebbarem Boden aufgebaut ist, weist als Teil des Dichtungssystems eine 70 Meter tiefe in den undurchlässigen Mergel eindringende Betonmauer auf.

Die mit den Mergeln angestellten Versuche haben gezeigt, dass diese sehr kompakt sind, aber zu elastischen Formänderungen Anlass geben werden. Die Kernwand, die den Bewegungen des diese Wand einbettenden Bodens folgen wird, würde Biegungsbeanspruchungen ausgesetzt sein, denen sie nicht standhalten würde.

Von den Versuchsergebnissen ausgehend, und mit Hilfe von Hypothesen, die die Lösung der gestellten Aufgabe vereinfachen, wurde der Verlauf der durch das Setzen des Bodens gebildeten Mulde ermittelt. Dies führte zu folgenden Massnahmen:

Der Standort der Wand wurde verändert, um die Amplitude der Formveränderungen in der Längsrichtung des Wandfusses zu vermindern (diese Amplitude hängt von der Krümmung der Oberfläche des Bodens am Wandfusse ab).

Die Wand wurde in Felder eingeteilt, die 15 bis 20 m Länge hatten und zwischen denen besondere, dichte Fugen vorgesehen wurden, die gegenseitige Bewegungen gestatten.

Am Fusse wurden die Felder armiert, um die Ausdehnung des Betons zu erleichtern und die Bildung von Rissen zu verhindern.

Bei der Bou-Hanifia-Talsperre mussten umfangreiche Vorsichtsmassnahmen getroffen werden, um die unterirdische Erosion (Auswaschung) zu bekämpfen.

Die Projektierung erforderte zahlreiche Durchlässigkeitsmessungen und eine erschöpfende Ermittlung der Strömungen. Dabei wurde der Unterschied zwischen der mittleren Durchlässigkeit in senkrechter Richtung und in horizontaler Richtung berücksichtigt.

Es wurden versuchshalber und in verkleinertem Masstabe unterirdische Strömungen erzeugt, die untersucht wurden, um die Ergebnisse der Berechnungen bis zu einem gewissen Masse zu kontrollieren.

Die Einspritzungsarbeiten sind besonders umfangreich. Die daraus entstandenen Kosten gehen über 50 Millionen Francs.

Diese Arbeiten umfassen:

Die Verbindung der Schutzwand gegen Unterspülung mit dem Einbettungsboden.

Zusätzliche Schutzwände an den Stellen, wo die Schutzwand gegen Unterspülung nicht bis auf den undurchlässigen Boden herabgeht.

In einiger Entfernung errichtete Schutzwände, um seitliche Umgehungen zu verhüten.

Die obersten Schichten werden durch Zementeinspritzungen behandelt, und zwar mit oder ohne vorheriger Anwendung von Chemikalien.

Die unteren Schichten, die oft sandig sind und keine Kohäsion haben, und in die der Zement nicht eindringen kann, werden mit einer kolloidalen Lösung von Kieselsäure durchtränkt, die nach einer bestimmten Zeit zu einer Gallerte erstarrt. Die Anwendung dieses Verfahrens wurde erst beschlossen, nachdem vorher im natürlichen Boden an Ort und Stelle Versuche gemacht waren.

Die Bohrlöcher wurden mit dem Diamantbohrer gebohrt und die Einspritzungen wurden schichtenweise, von oben nach unten und jedesmal um 5 Meter fortschreitend, ausgeführt.

Im festen Boden hat man eine Scherwirkung beobachtet, wenn die Schutzwand in Richtung der Hauptdiaklase verläuft.

Um zu verhüten, dass Unvollkommenheiten am Bau zu einem gefahrvollen Wasserauftrieb Anlass geben, wurde unter dem Sturzbett aus Bruchsteinen und talwärts ein Schutzfilter angeordnet, der aus fünf Lagen besteht deren Körnung besonders gewählt ist: Drei Lagen bestehen aus Sand, eine aus Kies und eine aus Bruchsteinen. Das Ganze überzieht eine gemauerte Verkleidung.

Zweck des Filters ist die Geschwindigkeit des auftreibenden Wassers sehr schnell herabzusetzen, um den Niederschlag zu erleichtern, während selbst die feinsten Körner des Bodens zurückgehalten werden.

Die Entwässerung erfolgt durch armierte Betonröhren. Diese Röhren besitzen Öffnungen, die in die Kiesschicht münden. Der Filter ist durch Längs- und Querwände in Felder eingeteilt, die das Wasser dazu zwingen, in die Röhren einzudringen, und gestatten die Verluste zu lokalisieren.

Die Ghrib-Talsperre ist auf einem Boden errichtet, der aus im allgemeinen lockerem Sandstein und wenig widerstandsfähigen Mergeln besteht.

Der Sandstein lässt das Wasser durch seine Masse hindurchsickern, wobei die Körner sehr langsam, und zwar mit 1 mm/sek Geschwindigkeit mitgenommen werden.

Ausserdem ist der Sandstein von Rissen durchsetzt, die teils sehr fein sind, teils mehr klaffen und mit angeschwemmten Materialien angefüllt sind. Wie angestellte Versuche gezeigt haben, werden diese Materialien vom strömenden Wasser mitgenommen. Das Wasser verursacht eine rückwärts wandernde Erosion, dann ein sehr schnell vor sich gehendes Abschwemmen der Materialien, und endlich eine unbegrenzte Erweiterung der Risse durch Erosion der Risswände. Diese Erscheinung birgt eine sehr bedenkliche Gefahr in sich.

Die Mergel, die sich zwar leicht zersetzen, halten die Erosion gut aus, da sie sich durch eine eigenartige Erscheinung selbst verteidigen, nämlich durch den Niederschlag eines dünnen und sehr glatten, kolloidalen Films. Versuche haben ergeben, dass die Erosion sogar bei ansehnlichen Geschwindigkeiten von selbst aufhört.

Die Berührungsstellen zwischen Sandstein und Mergel sind besonders gefährlich. Ausserdem sind Rutschungen auf den dünnen, im Sandstein eingelagerten Lehmschichten zu befürchten.

Sehr umfangreiche Dichtungsarbeiten (50 Millionen Francs) sind ausgeführt worden. Diese bestehen aus Einspritzungen, die an senkrechten Ebenen entlang und insbesondere in den zwei grössten Sandsteinschichten ausgeführt wurden. Seitwärts stossen diese durch Ein-

spritzung entstandenen Wände nicht auf undurchlässigen Boden. Ihre Ausdehnung wird lediglich durch Betrachtung des piezometrischen Gefälles für die kürzesten Wege bestimmt.

Die Bohrungen wurden mit dem Superhammer ausgeführt. In die Bohrlöcher wurde nach vorhergehender Behandlung mit Natriumsilikat Zement eingespritzt. Durch diese Behandlung werden die sehr feinen Risse zugestopft, der Zement dringt leicht in die anderen Risse ein, endlich wird die eigene Wasserdurchlässigkeit des Gesteins herabgesetzt.

Die anlässlich eines Stauens bis auf halbe Stauhöhe gemachten Beobachtungen haben gezeigt, dass die mittlere Wasserdurchlässigkeit des behandelten Bodens unter die eigene Wasserdurchlässigkeit des Sandsteins herabgesetzt wurde.

Um für die Haltbarkeit Gewähr zu haben und um die Wasserverluste überwachen zu können, wurde eine komplette, filtrierende Entwässerungsanlage eingerichtet. Diese bestand aus 20 m voneinander entfernten Bohrlöchern, mit 200 mm im Durchmesser, in die besonders perforierte Rohre eingelassen wurden, die mit Sand besetzt waren, wobei die Körnung des Sandes derart gewählt wurde, dass die kleinen Körner zurückgehalten wurden.

Diese Entwässerungsrohre, die beide Sandsteinschichten entwässern, münden in Stollen.

Gegenwärtig wird gestaut. Bis jetzt sind die Ergebnisse vollauf befriedigend; denn die Gesamtverluste übersteigen nicht mehr 2 l/sek.

RESUMEN

El conocimiento profundo de los terrenos de fundación es esencial cuando éstos son compresibles, heterogéneos, permeables y socavables. Es lo que generalmente pasa en Argelia, donde los ingenieros han tenido que emplear todos los métodos de ensayo conocidos en el terreno y en el laboratorio.

El autor da dos ejemplos de una serie de ensayos que causaron una modificación en los proyectos.

La presa de bóvedas múltiples de Béni-Bahdel reposa en parte sobre esquistos compresibles y ofrece el peligro de deslizamiento.

Se han hecho sobre el terrenos ensayos de cortaduras y cincelamiento. En el laboratorio se han estudiado los diagramas endométricos, la compresibilidad con expansión lateral, la retracción y el hinchamiento bajo carga, la fricción simple, el ángulo de fricción interna y la cohesión.

Los ensayos han conducido a:

limitar las presiones en el suelo a 6 kgs/cm^2,

luchar con los desplazamientos angulares relativos a los contrafuertes,

aprovechar mejor el empuje de aguas abajo con la arenisca.

El proyecto se ha modificado en este sentido. Se ha ensanchado la base de los contrafuertes, y se han unido aguas abajo por medio de vigas de hormigón armado suministrando una repartición mejor de las cargas, evitando deformaciones y mejorando el efecto del empuje.

La presa de piedra de Bou-Hanifia instalada en terrenos permeables y socavables, tiene como parte de su dispositivo de impermeabilidad

un muro con núcleo de hormigón encastrado en las margas impermeables, y cuya profundidad es de 70 m.

Los ensayos efectuados en las margas han demostrado que son muy compactas, pero darán lugar a deformaciones elásticas. El muro, solidario de los terrenos en que se encaja, estará expuesto a los mismos movimientos y sufrirá esfuerzos de flexión que no podrá resistir.

Usando los resultados de los ensayos y valiéndose de hipótesis simplificadoras, se ha tratado de hallar la forma de la cubeta de asiento. Esto ha conducido a:

modificar la implantación del muro para reducir la amplitud de las deformaciones longitudinales en su base, la cual depende de la curvatura de la superficie de asiento en la base del muro,

dividir éste en secciones de 15 a 20 m de largo, reunidas entre sí por juntas impermeables de un tipo especial, que permiten el desplazamiento relativo,

armar la base de las secciones a fin de facilitar la expansión del hormigón y de evitar la formación de grietas.

En la presa de Bou-Hanifia se han tenido que tomar considerables precauciones para luchar contra las erosiones subterráneas.

El proyecto de las obras ha necesitado numerosos ensayos de permeabilidad y un estudio completo de las infiltraciones. En este estudio se ha tenido en cuenta la diferencia de permeabilidad media en el sentido vertical y en el sentido horizontal.

Se han hecho ensayos de impermeabilidad subterránea en un modelo reducido, con el fin de verificar en cierta forma los resultados de los cálculos.

Los trabajos de inyección fueron especialmente grandes, y costaron más de 50 millones de francos.

Estos trabajos comprendieron:

la trabazón del muro central al terreno de fundación,

las pantallas que completan el muro en los lugares en que éste no desciende al suelo impermeable,

las pantallas a cierta distancia del muro para evitar las infiltraciones laterales.

A los terrenos superiores se les ha aplicado inyecciones de cemento líquido usando o no previamiente productos químicos. Los terrenos inferiores, a menudo arenosos y sin cohesión, y donde los cementos no pueden penetrar, son impregnados en su masa de una solución coloidal de sílice que se transforma en una especie de gelatina en un tiempo definido. Esta técnica especial no se ha adoptado sino después de hacer ensayos en gran escala sobre el terreno mismo.

Los taladros se hacen con barrenas de diamante y las inyecciones se hacen por pasos descendientes, de longitud inferior a 5 m. Se controla la marcha de los trabajos por medio de ensayos de agua bajo presión.

En los terrenos coherentes se ha observado un efecto cortante cuando la pantalla sigue la misma dirección que la "diaclase" (fisura) principal.

Para evitar que una imperfección de las obras no dé lugar a surgimientos peligrosos se ha dispuesto un filtro de protección bajo el enrase y sobre una zona de aguas abajo; este filtro se compone de cinco capas de granulometría especialmente estudiada: tres de arena,

SCHLUMBERGER, FRANCE

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

APPLICATION OF ELECTRICAL PROSPECTING TO THE STUDY OF DAM SITES*

C. and M. SCHLUMBERGER

France

For the last 10 years electrical prospecting has been in common use: In mining research for the location of metallic ores, and in geological studies for the solution of numerous stratigraphical and tectonic problems, principally in connection with oil exploitation. The application of these same methods to the study of rocks forming the foundations for a dam is, however, relatively recent and less familiar.

By the electrical methods it is possible to determine the depth of the solid foundation rock hidden by superficial overburden, and to study the nature and the impermeability of the formations underlying the reservoir. The number of exploration holes drilled can thus be decreased (the drilling of the holes having the disadvantage of being expensive and slow, and giving only strictly local data, which it is dangerous to extrapolate).

To our knowledge, more than 30 dam sites have been studied since 1928, in the U. S. A., Canada, and North Africa. This technique, therefore, although relatively new, has already received the consecration of quite a widespread application.

The object of the present article is to give a brief account of the principles underlying the electrical measurements and their interpretation, and some examples of problems satisfactorily solved by their practical application.

**Application de la prospection électrique à l'étude des emplacements de barrages. Anwendung der elektrischen Bodenuntersuchung auf Talsperrengelände. Aplicación de los sondeos eléctricos en el estudio del emplazamiento de las presas.*

TRANSLATION FROM THE FRENCH.]

I. Resistivity of Rocks

The possibility of differentiating electrically the formations of which the underground is composed is due to the fact that they possess largely varying resistivities. Rocks conduct electrical current only by means of their imbibed water. The more water they contain, therefore, and the richer this water is in dissolved salts, the more conductive will be the rocks.

The resistivity of the rocks is expressed in ohms.m, which is a satisfactory unit, giving figures between one and a few thousand.

Rocks such as granite, gneiss, marble, and in general all compact metamorphic rocks, in which the spaces or pores constitute only a very small fraction of the total volume, have a high resistivity of from 200 to 3,000 ohms. On the contrary, rocks which contain an appreciable quantity of water, such as clays, marls, soft limestones, as well as shattered zones and water-bearing faults, have a low resistivity of from 10 to 30 ohms.

These data show the utility of resistivity measurements in foundation problems. They permit the study of the thickness of the over-

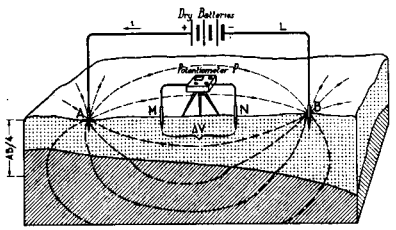


Figure 1.—**Principle of Electrical Determination.** — Principe d'une mesure de résistivité. — Prinzip der elektrischen Bestimmung des spezifischen Leitungswiderstandes. — Principio de determinación eléctrica.

burden, the contact of two rocks, the passage of a fault, etc., and even an approximate evaluation of the mechanical properties of the subjacent rocks.

II. Technique of the Measurements

Two points of the ground, A and B, called "earths", are joined by means of an insulated cable L to the two poles of a dry-cell battery (fig. 1). A current i flows into the ground by one of the electrodes, and leaves it by the other, passing through the volume of the indefinite conductor thus offered.

Let us measure by means of a line comprising a potentiometer P, and ending in two electrodes, the difference of potential V created by ohmic effect between two points M and N at the surface of the ground, situated for instance at equal distances from A and B. A simple calculation shows that the specific resistivity of the ground, supposed homogeneous, is of the form $\frac{KV}{i}$, K being a coefficient depending on the dimensions of $AMNB$.

If the ground is more or less heterogeneous, the value given by this formula does not correspond to the real resistivity of a given rock, but to an average of the resistivities of the different rocks comprised in

the measurements. This average is called the "apparent resistivity" of the ground in the neighbourhood of the device *AMNB*.

Theory and experience show that the resistivity given by the above formula corresponds to the average resistivity taken horizontally in a portion of ground with a thickness equal to $\frac{AB}{4}$, which is called the "depth of investigation."

These remarks lead to the two fundamental techniques of electrical prospecting.

A. HORIZONTAL EXPLORATION

If a series of resistivity measurements is carried out in a certain area, using the same length for the line *AB*, a portion of the ground of a constant thickness equal to $\frac{AB}{4}$ is thus explored in this area.

The measurements are generally given in the form of a *"resistivity map"*, with equiresistivity curves. This latter is comparable to a geological map, and is interpreted in the same way.

This technique is utilized for the study of a large surface, and the determination of the sites suitable for a dam.

B. VERTICAL EXPLORATION

If, on the other hand, the operator remains at the same point and carries out a series of measurements, increasing progressively the length of the line *AB*, the apparent resistivity of progressively thicker portions of ground will be obtained. The constitution of the formations along the vertical of the measuring point is thus studied. This is what is called an "electrical sounding."

The measurements are in this case given in the form of a diagram, with the depths of investigation as ordinates, and the corresponding values of the "apparent resistivity" of the ground as abscissae. These diagrams are interpreted by comparison with different theoretical curves calculated for simple hypothetical cases.

This technique is utilized for the detailed study of the site chosen for the dam, and to determine the thickness of the unconsolidated formations covering the bedrock.

III. Carrying Out of the Measurements

Whichever the technique employed, since the measurements to be made are at small depth, the necessary equipment is extremely light and manageable (fig. 2). It consists of a potentiometer with tripod, a few dry-cell batteries, two spools of insulated cable, two folding stands, and copper pegs to make the earth contacts. One engineer and two unskilled helpers suffice to carry out the work. This light and easily transportable equipment is particularly appreciable when the points to be surveyed are difficult of access, as is often the case in narrow valleys.

The speed of the survey depends, naturally, on whether it is a horizontal exploration (general survey) or a vertical exploration (detailed survey).

To make a resistivity map, the measurements can be performed every 400 feet, for example. An efficient operator should be able to make about 40 measurements per day, in easily accessible ground, this representing a surface of about 50 acres.

If it is desired to determine the exact depth of the bedrock by an electrical sounding, an average of about four determinations a day may be expected. Even so, the price is exceedingly low, compared to that of mechanical drilling. The case of a survey carried out near Littleton, N. H., U. S. A., may be given as an example. The cost of one drill hole, which encountered big boulders and could not reach

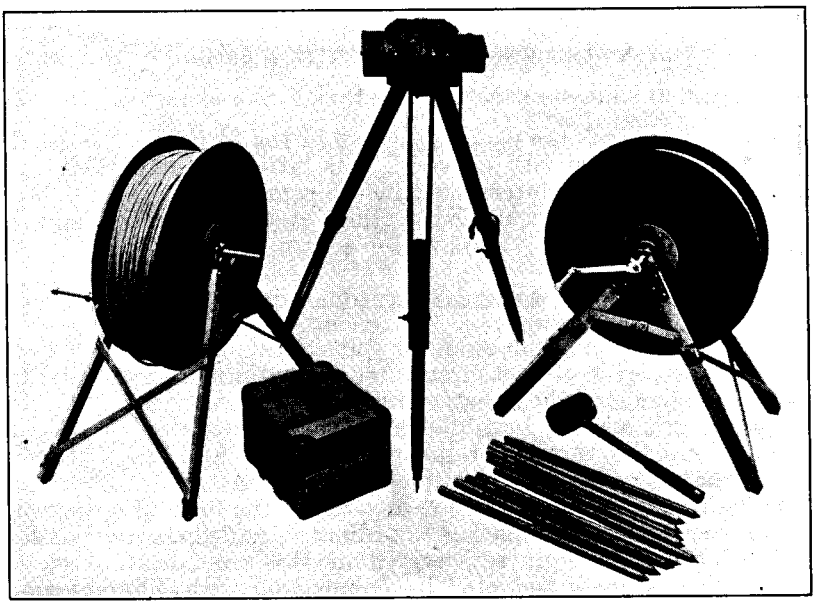


FIGURE 2.—**Equipment for Electrical Prospecting.** — Matériel de prospection électrique. — Apparate für der elektrische Bodenuntersuchung. — Material para los sondeos eléctricos.

the bedrock, came to $8,000, about the same amount which the company paid for the complete electrical survey of two dam sites.

IV. Examples of Application

A. Horizontal Exploration—Results Obtained with the Resistivity Map

Sarrans Dam, on the River Truyére (France).

A series of resistivity measurements was carried out in the neighbourhood of the Sarrans Dam with a device $AB=30$ m and $MN=10$ m (depth of investigation=7.5 m). By means of these very superficial measurements, a map with an equiresistivity curve of the ground was drawn up (fig. 3).

It is interesting to note that the results obtained clearly show a relation between the degree of soundness of the granite and its electrical resistivity, which is logical since a weathered rock is permeable to water, and thus more conductive.

The Roche Perdrière is characterized by high resistivities, over 5,000 ohms.m and up to 20,000 ohms.m, indicative of compact granite, this being in a general way verified by a mere inspection of the ground. The difficulty of access to the steep wall of the Roche Perdrière made it impossible to carry out a close network of resistivity measurements. Had this been possible, it is certain that interesting details would have come to light.

Thus, it is seen that the 3,000-ohms-resistivity contour on the left bank of the Truyère shows an inflection in the direction of the slope

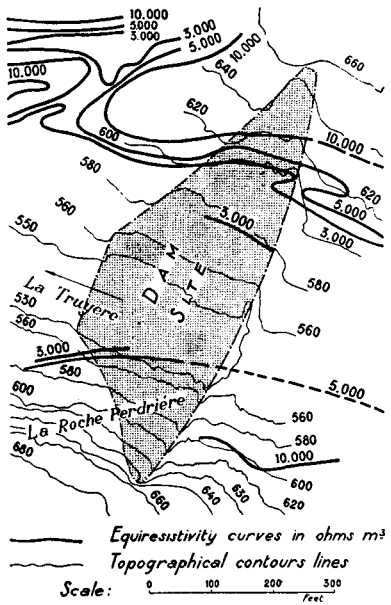


FIGURE 3.—**Resistivity Map of the Sarrans Dam Site.** — Carte des Résistivités du Barrage de Sarrans. — Widerstands-Tafel des Sarrans-Talsperrengeländes. — Mapa de las resistividades de la Presa de Sarrans.

from upstream to downstream, instead of being parallel to the river. The bypass tunnels driven on this left bank in the Roche Perdrière cut a narrow zone of crushed and moist granite, which diverges gradually, penetrating the mountain in a downstream direction. This departure from homogeneity in the granite at depth possesses the same direction as the 300-ohms curve. The parallelism is so striking that it can be said that the resistivity studied from the surface actually brings into evidence the direction of geological features which could only be reached by drilling or excavation work.

On the right bank, the resistivity map shows rather abnormal disturbances downstream from the dam, which indicate the existence of sound granite masses surrounded by weathered zones. This fact has been verified.

At the dam position itself the map shows a decreasing resistivity in the lower part of the slope, and in a general way a much smaller

resistivity than on the Roche Perdrière. As a matter of fact this right bank has been found much less satisfactory than the left bank as far as the impermeability of the rocks is concerned.

Consequently, on the whole, by comparing the two banks of the river, the resistivity figures *vary proportionally to the average impermeability of the rocks.*

B. VERTICAL EXPLORATION—RESULTS OBTAINED BY ELECTRICAL SOUNDINGS

1. *Dam near Littleton on the Connecticut River (U. S. A.).*

Under the surface to be surveyed the bedrock is constituted by a deep gorge filled with glacial deposits. This bedrock, probably

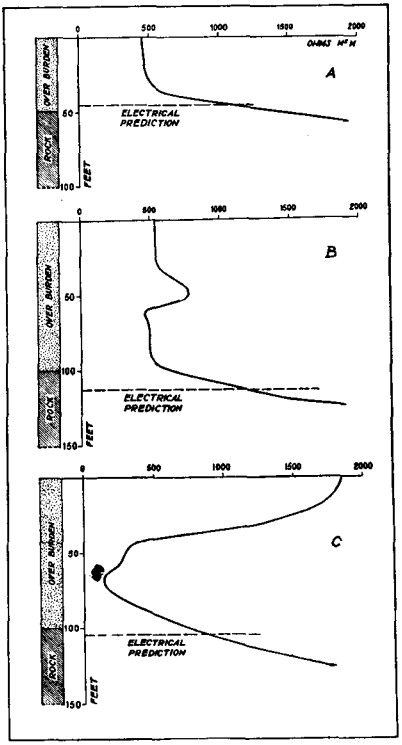


FIGURE 4.—**Electrical Determination of the Depth of Overburden.** — Determination du Bed-Rock par les mesures de résistivité. — Elektrische Bestimmung des Leitungswiderstandes des sich auf dem Grundgestein auflagernden Bodens. — Determinación eléctrica de la profundidad a que se encuentra la roca.

pre-Cambrian, comprises chlorite shales and metamorphosed rhyolites. The overburden is composed of clays, gravels, and sands, which are difficult to drill on account of the presence of irregular boulders in the ground.

The problem was to determine the depth of the overburden in different places, so as to make a topographic map of the underground surface of the bedrock. The results of a few determinations are discussed hereafter (fig. 4). The profiles obtained can be classed in three groups according to the different types of the overburden encountered.

(*a*) The most simple type is that given in diagram A. The overburden is homogeneous, with a resistivity of 250 to 500 ohms. Below is found the rock, with a much higher resistivity, as much as 3,000 or 4,000 ohms for sound rock. It is easy to foretell the depth of the rock by comparing the experimental profile with the theoretical curve calculated for similar conditions.

(*b*) Diagram B gives another example of a conductive clay overburden, but with an intermediary resistive bed of sand and gravel.

(*c*) Diagram C belongs to a third type. At the surface is found a bed of resistive sand, whose thickness can be determined. Below are more conductive clays, lying on resistive shales. This arrangement, comprising three distinctly different layers, is difficult to study, but nevertheless often gives accurate results.

The three electrical predictions mentioned above were checked by small drill holes, and proven to be satisfactory.

Two areas comprising 25 acres were surveyed, and 200 vertical determinations made it possible to draw up a good topographical map of the top of the bedrock.

2. *Morrisburg Dam on the St. Lawrence River (Canada).*

In this part of the St. Lawrence Valley, the ground is generally composed of nearly horizontal beds of various limestones (limestones, dolomites, and shaly limestones). These compact rocks are covered by an overburden of boulder clay. The resistivity of the overburden was found to be uniform, about 150 to 200 ohms, whereas the bedrock showed everywhere a resistivity 8 or 10 times greater.

In all, 101 electrical soundings were made, thus making it possible to establish contour lines of the depth of the bedrock at 10-foot intervals. The surface thus surveyed covered more than 100 acres.

After the completion of the electrical survey, four check holes were drilled for verification purposes. The results are given in the following table, where the depths and elevations are given in feet.

Number of well	Elevation of bedrock obtained by mechanical drilling	Elevation of bedrock obtained electrically	Errors in the electrical prediction in percent of the depth
			Percent
1	186	192	−8
2	199	204	−9
3	169	170	−2. 5
4	194	197	−6. 8

The largest error is 9 percent and the average error 6.4 percent. The errors are all in the same direction, and appear to present a systematic character which would lend itself to correction.

This degree of accuracy is relatively satisfactory, when one considers that the ground, and also the top of the bedrock, are irregular. Thus, two holes drilled a few feet apart gave a depth of 17 and 13 feet, respectively, for the overburden, i. e., a difference of 37 percent. Under these circumstances, the electrical measurements which give only an average value for the depth to bedrock in the neighborhood of the measuring point may show some discrepancies with the figures

obtained by one given drill hole. The general picture of the top of the bedrock as given by the electrical survey is nevertheless correct. It is probably more reliable than that given by a limited number of drill holes, some of which may strike a hollow and others a local rise in the bedrock.

3. *Ariel Dam of the Inland Power & Light Co. (Washington).*

In this district the bedrock is composed of antesite with intrusions of calcite and eolite. Several horizons of similar composition, but with a different degree of compactness, are to be found. The overburden consists of a mixture of gravels, sands, and clays, with a bed

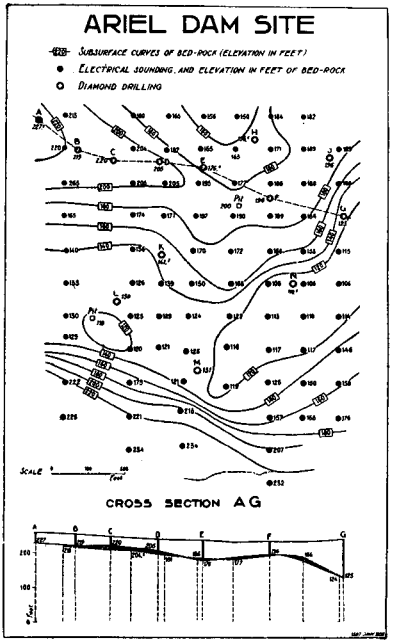


FIGURE 5.—**Location of Demonstration Points, Ariel Dam Site.** — Emplacement des Points de Mesure pour le Barrage de l'Ariel. — Lage der Punkte für die Bestimmung Widerstandes im Ariel-Talsperrengelände. — Posición de los puntos de medida para la Presa de Ariel.

of clay at the surface. Although these conditions were not favourable, due to the small difference in resistivity between the bedrock and overburden, the results were nevertheless satisfactory.

In 70 days 256 determinations were made which is an average of 3.7 determinations per day. The diagrams made it possible not only to determine the depth to bedrock, but also the depth of the two separate formations constituting the overburden.

The accompanying map (fig. 5) shows the location of 79 measurements. The elevation of the bedrock as given by the electrical survey is marked beside each point. The contour lines have been drawn every 20 feet along the underground surface of the bedrock. The 13 check holes subsequently drilled have also been marked. It is seen that they correspond satisfactorily (with an average error less than 5 percent). We also give a section of the ground *AG*. The profile of the bedrock as determined electrically is roughly the same as that obtained by mechanical drilling.

V. Conclusions

The practical examples given above show that resistivity measurements of the underground can be a great help in geological reconnaissance work, prior to the study of dam sites.

The solution of these problems was also attempted by seismic methods, which are so useful for tectonic studies at depth. But in the problems encountered in dam-site work, and which always concern superficial formations, serious practical difficulties were encountered.

The so-called "refraction method", consisting in measuring the speed of propagation of a wave in a horizontal direction, has given interesting results. It is unfortunate that it is so expensive.

The reflexion or "echo" method is little applicable in its present technique. It necessitates in particular the drilling of small holes (5 to 20 m) at the bottom of which the charge is fired. These holes are difficult to drill in gravels, and since they must be made it would appear more logical to use them for the direct reconnaissance of the ground, even if this would mean deepening them, and give up the seismic measurements altogether. This state of affairs can only be changed by considerable improvements in present-day technique.

The principal advantages of the electrical method are that it is quick and economic. It is thus possible to cover a large surface by closely spaced measurements forming an almost continuous network, which obviates the dangers of interpolation between mechanical drill holes necessarily more or less far apart. The method is particularly useful in preliminary studies, when the chief aim is to get a general idea of the underground structure.

Among the unfavourable circumstances which may be met, let us mention first of all a very rough, uneven surface, which is unfortunately the usual case for dam sites in narrow valleys. The theoretical curves of the electrical soundings, which are correctly calculated only for a horizontal surface and beds, lose most of their meaning.

The depth of the hydrostatic level may also vary greatly from one point to another, a second cause of error. A superficial permeable formation (sand, limestone, etc.) has a different water content in different places, with consequent varying resistivities. This electrical parameter thus becomes unreliable, and no longer satisfactorily characterizes a given rock.

Finally, in a general way, the bedrock which will form a good foundation for the building work must have a distinctly different resistivity from that of the overburden.

The electrical method does not do away with the exploration by drill holes. It merely serves to guide them, and also to reduce their number. A few holes for checking are always necessary, if only to give an idea of the degree of accuracy of the electrical predictions and to eliminate all systematic errors. In certain cases, where the interpretation is complicated, it happens that all the electrical values need to be increased or decreased in a certain proportion.

Let us mention also one particularity inherent to the nature of the geophysical method used. The latter always gives an average value, which applies to a more or less large portion of the ground. It must not be forgotten that a vertical exploration is not punctual. It gives the average value of the depth of the bedrock in a certain area, the

diameter of this area being of the order of the value of the depth of investigation. The data thus obtained is therefore only roughly approximate from a purely local point of view, but gives an average value which is often more correct than that given by a drill hole, the latter running the risk of encountering a local feature, such as a large boulder, instead of the bedrock itself.

In conclusion we wish to stress the importance of a close collaboration between the geologist in charge of the surveying work and the geophysicist. This is a fundamental remark which applies equally to all geophysical prospecting. The geologist, with his general knowledge of the district, should guide the geophysicist, inform him of the points already known, and cooperate in the often difficult interpretation of the electrical results obtained. The absence of such cooperation often leads to errors, and thus to an increase in the length of the electrical survey, with correspondingly greater expense.

SUMMARY

In the last few years electrical prospecting by resistivity measurements has been applied to the study of the ground at dam sites, and to our knowledge over thirty surveys have been carried out in the U. S. A., Canada, and North Africa.

This application is due to the fact that compact rocks such as granite have high resistivities, whereas the unconsolidated formations usually constituting the overburden have much lower resistivities.

The method used is very simple, the equipment light, and the measurements are made by one engineer and two or three unskilled helpers. A map of the resistivities at a constant depth may be drawn up (in the case of a general survey), or else electrical soundings made, giving at each station the depth of the bedrock. In the first case a surface of 50 acres can be surveyed per day, and in the second an average of four soundings per day.

Several examples of the application of this method are given.

1. *Sarrans Dam on the River Truyère (France).*

It is seen that the value of the resistivity varies in proportion to the average permeability of the rock.

2. *Littleton Dam (U. S. A.).*

Example of the interpretation of three electrical soundings.

3. *Morrisburg Dam (Canada).*

Comparison of the geophysical results with four verification wells; the average error is 6.4 percent.

4. *Ariel Dam of the Inland Power & Light Co (Washington)*

Topographic map of the top of the bedrock drawn up by means of 79 measurements, with the results of the verification drilling. Error below 5 percent.

In conclusion, the method is quick and economic, and gives a map of of the general underground topography often more reliable than that obtained by drill holes, some of which may strike a hollow or a local rise in the bedrock.

RESUME

Depuis quelques années la prospection électrique (mesures de la résistivité des terrains) a été étendue à l'étude des sols de fondations de barrages et à notre connaissance plus de 30 positions ont déjà été étudiées aux U. S. A., au Canada et en Afrique du Nord.

Cette application résulte du fait que les roches compactes comme le granit ont des résistivités élevées alors que les terrains meubles constituant en général le recouvrement ont des résistivités beaucoup plus basses.

La technique utilisée est fort simple, l'appareillage peu encombrant et le personnel se réduit à un ingénieur et deux aides. On peut, soit dresser une carte des résistivités à profondeur constante (cas d'une reconnaissance générale), soit d'effectuer des sondages électriques, donnant en chaque station la profondeur du bed-rock. Dans le premier cas on peut étudier une superficie de 20 hectares par jour, dans le second on peut compter sur une moyenne de quatre déterminations par jour.

Plusieurs exemples d'application sont présentés:

1. *Barrage de Sarrans sur la Truyère (France).*

La valeur des résistivités varie partout parallèlment à l'imperméabilité moyenne de la roche.

2. *Barrage de Littleton, U. S. A.*

Exemple d'interprétation de trois sondages électriques.

3. *Barrage de Morrisburg (Canada).*

Comparaison des résultats géophysiques et de quatre forages de contrôle; l'erreur moyenne est de 6,4 pour-cent.

4. *Barrage de l'Ariel de l'Inland Power & Light Co. (Washington).*

Carte topographique du toit du bed-rock établie à l'aide de 79 mesures, avec résultat des forages de vérification. Erreur inférieure à 5 pour-cent.

En conclusion, la méthode est rapide, économique. Elle donne une carte d'ensemble souvent moins aléatoire que celle obtenue par forages dont certains risquent de tomber sur une dépression ou une saillie locale du bed-rock.

ZUSAMMENFASSUNG

Seit einigen Jahren ist die elektrische Bodenuntersuchung (Messung des spezifischen Leitungswiderstandes der Geländeschichten) auf das Studium der Fundamente von Talsperren ausgedehnt worden und unseres Wissens sind bereits über 30 Stellen in den Vereinigten Staaten, Canada und Nordafrika untersucht worden. Diese Anwendung ergibt sich aus der Tatsache, dass die kompakten Bodenschichten wie der Granit erhöhte Leitungswiderstände aufweisen, während der lockere Boden, der im allgemeinen die Decke bildet, einen viel geringeren Leitungswiderstand hat.

Das benutzte Verfahren ist sehr einfach, die Apparate sind wenig umfangreich und das Personal beschränkt sich auf einen Ingenieur

und zwei Gehilfen. Man kann entweder eine Karte der Leitungswiderstände in gleichbleibender Tiefe entwerfen (Fall einer allgemeinen Untersuchung) oder elektrische Bohrungen vornehmen, die bei jeder Station die Tiefe des Gesteins angeben. Im ersten Fall kann man eine Oberfläche von 20 Hektar pro Tag untersuchen, im zweiten Fall kann man mit vier Bestimmungen pro Tag rechnen.

Mehrere Anwendungsbeispiele liegen vor:

1) *Talsperre von Sarrans an der Truyère (Frankreich).*

Der Leitungswiderstand ist überall veränderlich im Veraltnis zu der durchschnittlichen Durchlässigkeit des Gesteins.

2) *Talsperre von Littleton, U. S. A.*

Probe einer Interpretation von drei elektrischen Bohrungen.

3) *Talsperre von Morrisburg (Canada).*

Vergleich der geophysischen Untersuchungsergebnisse mit 4 Kontrollbohrungen; die durchschnittliche Abweichung beträgt 6,4 Prozent.

4) *Talsperre des Ariel Inland Power & Light Co. (Washington).*

Topographische Karte der Gesteinsoberfläche, entworfen auf Grund von 79 Messungen, mit dem Ergebnis der Kontrollbohrungen. Die Abweichungen bewegen sich unter 5 Prozent.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass das Verfahren weder kostspielig noch zeitraubend ist. Es ermöglicht einen Ueberblick, der oft sicherer ist als der durch Bohrungen erlangte, da einige Bohrlöcher auf örtliche Unregelmässigkeiten des Gestein stossen Können.

RESUMEN

En los últimos años el sondeo eléctrico (medidas de la resistividad de los terrenos) se ha aplicado al estudio del terreno en los terrenos de fundación de las presas, y según nuestras noticias ya se han hecho más de treinta reconocimientos en los Estados Unidos de América, el Canadá y el Africa del Norte.

Esta aplicación se debe a que las rocas compactas, tales como el granito, tienen resistividades elevadas, mientras que los terrenos movedizos que generalmente se encuentran sobre la roca tienen resistividades mucho más bajas.

El método empleado es muy sencillo, el material ligero, y las medidas las hacen un ingeniero y dos o tres obreros inexpertos. Puede prepararse un mapa de las resistividades en una profundidad constante (cuando se trata de un reconocimiento general), o pueden hacerse sondeos eléctricos, dando en cada estación la profundidad del lecho de roca. En el primer caso puede estudiarse una superficie de 20 hectáreas por día, y en el segundo puede obtenerse un promedio de cuatro sondeos por día.

Se presentan varios ejemplos de la aplicación de este método.

1. *Presa de Sarrans en el Río Truyère (Francia).*

Se ha visto que el valor de la resistividad varía en proporción a la permeabilidad media de la roca.

2. *Presa de Littleton (E. U. de A.).*

Ejemplo de interpretación de tres sondeos eléctricos.

3. *Presa de Morrisburg (Canadá).*

Comparación de los resultados geofísicos con cuatro perforaciones de control; el error medio es 6, 4 por ciento.

4. *Presa de Ariel Inland Power & Light Co. (Washington).*

Mapa topográfico de la parte superior del lecho de roca preparada por medio de 79 medidas, con los resultados de los taladros de verificación. Error inferior a 5 por ciento.

En conclusión, el método es rápido, económico, y proporciona un mapa de la topografía general del subsuelo que a menudo es más exacto que el obtenido con los taladros, algunos de los cuales pueden encontrar una depresión o una elevación local en el lecho de roca.

D37

QUESTION VI

EHRENBERG and TIEDEMANN

GERMANY

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

UNTERSUCHUNG EINES TALUNTERGRUNDES AUF SEINE EIGNUNG ALS STAUWERKSTRAEGER*[1]

JOACHIM EHRENBERG

Regierungs- und Baurat, Leiter der Erdbauabteilung der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin

BRUNO TIEDEMANN

Dr. phil. Ingenieurgeologe bei der Erdbauabteilung der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin

Deutschland

I. ALLGEMEINE GESICHTSPUNKTE FÜR DIE WAHL EINER SPERRSTELLE

Die Auswahl von Talstrecken für die Errichtung von Stauanlagen geschieht nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Am günstigsten sind stark erodierte Täler mit großem Einzugsgebiet; dort werden sich leicht Sperrstellen finden lassen, bei denen durch ein möglichst kurzes Abschlußbauwerk ein weiter Stauraum abgeriegelt werden kann.

Es muß die rein nach der Geländegestaltung gewählte Sperrstelle aber auch die Bedingungen erfüllen, daß

(*a*) der Untergrund eine sichere Gründung eines Staukörpers mit möglichst geringen Mitteln zulässt,

**Geotechnical studies of foundation materials.*
Étude géotechnique des sols de fondation.
Estudio geotécnico de los terrenos de fundación.

[1] *Die im Text vorhandenen Ziffern beziehen sich auf das dem Bericht am Schluß angefügte Schriftenverzeichnis.*

(*b*) die Wasserverluste aus dem Stauraum durch Versickerung in zulässigen Grenzen bleiben.

Es wird die Aufgabe einer eingehenden geologischen Untersuchung sein, den Nachweis zu führen, ob in den zunächst lediglich nach den topographischen Verhältnissen ausgewählten Talstrecken die zu (*a*) und (*b*) erhobenen Forderungen erfüllt sind. Erst auf Grund der näheren Ergebnisse dieser Untersuchung wird sich auch eine endgültige Entscheidung darüber treffen lassen, ob der Staukörper als Mauer oder Erddamm auszubilden ist. Bei letzterer Entscheidung spielt neben den Untergrundverhältnissen auch die Materialfrage eine wichtige Rolle. Die geologische Untersuchung wird sich also auch darauf zu erstrecken haben, ob die an der Staustelle oder im Nachbargebiet anstehenden Steine und Erden für die eine oder andere Bauweise geeignet und in welchen Mengen sie wirtschaftlich gewinnbar sind.

II. Verfahren zur Untersuchung des Aufbaues des Taluntergrundes

A. Über allgemein geol. Vorerhebungen und ihre Ergänzung durch die verschiedenen Aufschluss-Methoden

Allen geologischen und bodenkundlichen Einzelerhebungen gehen morphologische Studien voraus. Es ist wichtig die Entstehungsgeschichte des Tales und seiner Umgebung zu kennen, um zu wissen, ob die Sperrstelle etwa im Gebiet junger geologischer Hebungen liegt, ob diese Hebungen aus Aufwölbungen resultieren oder ob es sich um eine an Verwerfungsfugen gehobene Scholle handelt. Auch ist es wichtig, Zeitmaß und Ausmaß dieser Bewegungen zu kennen, um angeben zu können, welche Einwirkungen und Beanspruchungen das geplante Bauwerk aus den tektonischen Bewegungen des Untergrundes erfahren wird. Die gleichen Überlegungen sind in bergbaulichen Gebieten bezüglich der Gebirgsbewegungen im Gefolge des Abbaues von Lagerstätten anzustellen (vergl. Abb. 1). Vorbedingung zur Vornahme dieser Erhebungen ist eine genaue geologische Kenntnis des betreffenden Gebiets.

Liegen die Baustellen im Gelände, das geologisch kartiert ist, so wird es dem Geologen an hand der Karten (nach Besichtigung von Aufschlüssen, nach Vornahme einiger Sondierungen und auf Grund von Profilen früherer Bohrungen) bereits möglich sein, eine erste Skizze von dem geologischen Aufbau des Untergrundes zu entwerfen. Auf Grund dieses allgemein gehaltenen Entwurfs wird sich oft schon eine Entscheidung darüber treffen lassen, welche der in die engere Wahl gezogenen Sperrstellen am günstigsten ist und durch Schürfe und Bohrungen eingehend untersucht werden kann.

Der Umfang dieser Schürfungen und Bohrungen richtet sich ganz nach dem Untergrund. An hand des generellen geologischen Profils wird leicht anzugeben sein, wo Schürfgruben und Bohrungen anzusetzen sind. Die Anlage von Schürfgruben ist stets in allen wichtigen Fällen anzuraten, um die Bodenbeschaffenheit an Ort und Stelle auf größerer Fläche in der natürlichen Gesteinslagerung besichtigen und untersuchen zu können. Man kann bei dem Bodenaushub neben den geologischen Wahrnehmungen gleich einen Maßstab für die Gewinnungsfestigkeit des Bodens erhalten. Auch ist es

möglich, die Wasserverhältnisse des Bodens einwandfrei festzustellen und Proben im gewachsenen Zustande für die laboratorischen Untersuchungen zu entnehmen. Diese Ausführungen zeigen, daß das Niederbringen von Schürfgruben wie auch von Bohrungen, sowie die Entnahme von Proben nicht einfach dem Bohrmeister oder Schachtmeister überlassen werden kann. Die genannten Feststellungen sind vom Geologen und vom bauleitenden Ingenieur vorzunehmen. Besonders der letztere muß von vornherein über die Untergrundverhältnisse in allen Einzelheiten unterrichtet sein, denn sie bestimmen Bauart und Abmessungen der Sperre. Es ist nun durchaus nicht immer nötig, eine große Anzahl von Schürfgruben in regelmäßigen Abständen niederzubringen, sondern es gilt, mit der nötigen Erfahrung und mit geognostischem Verständnis, diejenigen Geländestriche zu erkennen, von denen her bei der Bauausführung

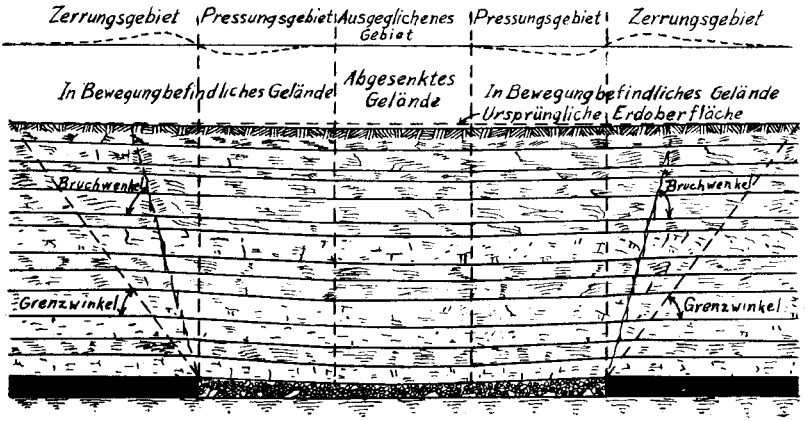


ABBILDUNG 1.—**Darstellung einer Senkungsmulde mit den an ihren Rändern auftretenden söhligen Bewegungen.** — Synclinal formation showing movements of the soil on both sides. — Flexure synclinale. — Formación sinclinal mostrando los movimientos del suelo en ambos lados.

Aus Heise und Herbst, Bergbaukunde, 1923

Gefahr droht. Es genügt, wenn zwischen den Schürfgruben Bohrlöcher angelegt werden, aus denen man auf die Regelmäßigkeit der vorliegenden Bildungen in Bezug auf Mächtigkeit, Schichtenfallen usw. schließen kann. Andererseits soll man sich durch die immerhin hohen Kosten, die die Anlagen von Schürfgruben verursachen, nicht abhalten lassen, alle Untergrundverhältnisse restlos zu klären. Die Bodenuntersuchungen bilden doch nur einen verschwindend kleinen Teil der wahren Baukosten und stehen auch in garkeinem Verhältnis zu den Aufwendungen, die erforderlich werden, wenn durch ungenügende Vorarbeiten, Überraschungen während des Baues selbst auftreten, die oft Entwurfsänderungen und Bauverzögerungen verursachen. Abbildung 2 zeigt in welch großzügigem Maße bei der Sperre "Im Schräh" die Untergrundverhältnisse durch Sondierstollen geklärt worden sind.

Neuerdings bedient man sich zur Erforschung des Baugrundes auch der geophysikalischen Aufschlußmethoden, wie sie z.B. im Bergbau zum Auffinden nutzbarer Lagerstätten zur Anwendung kommen.

Es kann besonders bei stark wechselnden Bodenverhältnissen und in stark gestörten Gebieten oft von Vorteil sein, durch elektrische, seismische usw. Verfahren den Untergrund abzutasten, um danach die Bohrungen anzusetzen und den Verlauf von Störungszonen, Schichtwechsel usw. genauer angeben zu können.

Es sei nochmals betont: Nur wenn die Baugrunduntersuchungen mit der nötigen Sorgfalt und dem nötigen Verständnis durchgeführt werden, können sie Aufschlüsse über Bodenverhältnisse geben und die erforderlichen Unterlagen liefern, um die Bauten zweckentsprechend projektieren und durchführen zu können. Wirtschaftliche Schädigungen und Bauunfälle können dadurch vermieden werden.

Auf Grund der aufgeführten Vorerhebungen und Untersuchungen wird dann zu entscheiden sein, ob als Staukörper ein Erddamm oder eine Staumauer zu wählen ist, welche Gründungsart in Frage

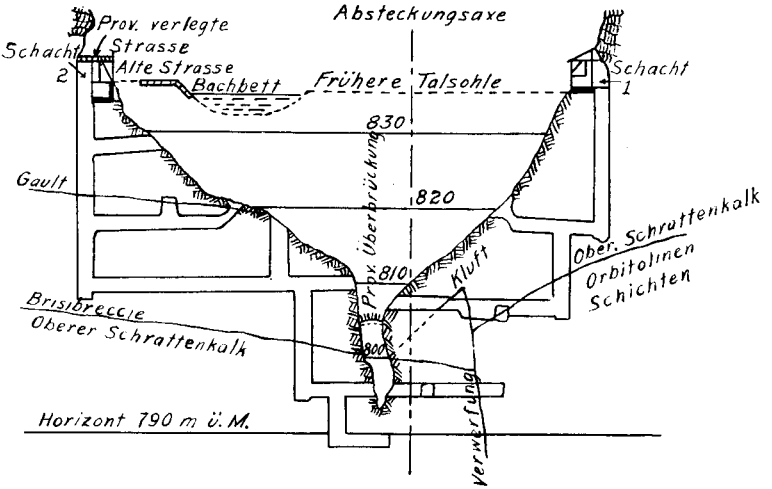


ABBILDUNG 2.—**Talsperre "Im Schräh".** — "Im Schräh" Dam. — Barrage de "Im Schräh." — Presa de "Im Schräh."

Aus Schodslitsch, A. Der Wasserbau, 1930

kommt u.s.f. Hier wird von Fall zu Fall zu entscheiden sein nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse und der besonderen Umstände. Feste Regeln lassen sich nicht geben. Es mögen jedoch einige Gesichtspunkte beispielsweise angegeben werden:

Topographisch: Für ein tief eingeschnittenes enges Tal kommt ein Staudamm nicht sehr in Frage, da ein Erddamm sich ungehindert setzen können muß. Ist durch die Enge des Tales eine gewölbeartige Verspannung in Damm möglich, so sind Setzungsbehinderungen und damit Rißbildungen im Damm zu erwarten.

Geologisch: Ist im Untergrunde und in den Talhängen unter einer nicht zu starken Verwitterungsdecke fester, gesunder, dichter Fels vorhanden, bei dem anzunehmen ist, daß er unter der Bauwerkslast nur wenig und gleichmäßig nachgiebt, so kann eine Staumauer gewählt werden. Ist Fels in praktisch erreichbarer Tiefe nicht vorhanden oder ist er stark von Störungen durchsetzt, die ein ungleichförmiges Setzen des Bauwerkes befürchten lassen, so wird man einem Staudamm den Vorzug geben.

Bei der Gründung des Bauwerks ist bei unverfestigten Sedimenten der Anschluß mittels Kern oder Sporn an wasserundurchlässige Schichten zu erstreben. Es ist darauf zu achten, daß diese undurchlässigen Schichten, in die das Bauwerk eingebunden ist, sich auch genügend weit in den Stauraum erstrecken und nicht von anderen durchlässigen Schichten durchsetzt werden, die dann dem Wasser in größerer Tiefe den Durchfluß unter dem Bauwerk ermöglichen. Ebenso ist auf Umläufigkeit des Bauwerks in den Flanken zu prüfen.

Wirtschaftlich: Es wird oft die Beschaffung geeigneter Baustoffe eine ausschlaggebende Rolle spielen. Im allgemeinen stellt sich die Anlage eines Staudammes billiger als der Bau einer Mauer.

B. ÜBER DIE AUFSCHLUSSVERFAHREN IM BESONDEREN

Über die Anlage von Schürfgruben, Durchführung von Bohrungen und geophysikalische Aufnahmen sei folgendes gesagt:

(1) *Die Anlage von Schürfgruben und Entnahme von Bodenproben.*

Schürfgruben sind zweckmäßig mit einem Querschnitt von 1½ bis 2 qm auszuführen. Je nach Tiefe und Standfestigkeit des Bodens erhalten sie Pölzung und bergmännische Auszimmerung bei rechteckigem Querschnitt; die Auszimmerung läßt sich vermeiden, wenn man die Schächte rund macht.

Zwecks Entnahme ungestörter Bodenproben aus Schürfgruben für laboratorische Untersuchungen des Bodens wird bei nicht zu steinigen Böden ein angeschärfter Messingzylinder (von rd. 16 cm ϕ bei 20 cm Länge) auf die frische Sohle der Grube gesetzt. Der Zylinder wird mit Schlaghaube versehen und mit leichten zentrischen Schlägen in den Boden getrieben. Eine besondere Führung des Zylinders ist von Vorteil, da er beim Eintreiben leicht verkantet, was zu falschen Ergebnissen bei der Feststellung des Porenvolumens führt. Um ein Maß für die Verdichtung des Bodens durch die Wandreibung im Messingzylinder beim Eintreiben zu bekommen, stellt man fest, um wieviel der Boden im Innern des Behälters gegen die Bodenoberfläche außen zurückbleibt. Das kann zumal bei Sandboden oft recht beträchtlich sein. Ist der Zylinder satt mit Boden gefüllt, so wird er ausgegraben, erst oben abgeglichen und mit übergreifendem Deckel versehen. Mit Isolierband oder Leukoplaststreifen wird der Deckel gut am Zylinder befestigt und abgedichtet. Man wendet dann den Zylinder, gleicht ihn unten ab und verschließt ihn mit einem Deckel, der in gleichem Maße am Zylinder befestigt und abgedichtet wird. So kommt die Probe zum Versand. Zweckmäßig wird die Probe gleich an Ort und Stelle gewogen, um eine Kontrolle zu haben, ob auf dem Transport eine Wasserabgabe etwa durch Verdunstung pp. erfolgt ist.

Bei kiesigem und steinigem Material läßt sich der Meßzylinder nicht eintreiben, ohne dabei die Textur des Bodens durch das Beiseiteschieben der gröberen Körner und Steine wesentlich zu stören. Um Proben von Kies in natürlicher Lagerung zu entnehmen, muß man den Boden vorher durch gallertartige oder bituminöse Stoffe verfestigen. Es müssen das Stoffe sein, die sich später auch wieder leicht herauslösen lassen. Aus der so verfestigten Masse wird in Form eines Würfels oder Zylinders ein "Zeuge" herausgearbeitet, der mit Papier eingehüllt und mittels Paraffin in einen passenden

Blechbehälter eingegossen wird. Bei bindigem, steinigem Material, wie z.B. Geschiebelehm oder -Mergel wird ähnlich verfahren, nur daß hier wegen der Bindekraft des Lehmes eine besondere Verfestigung nicht erforderlich ist.

(2) *Ansetzen von Bohrungen.*

Bei dem Aufschluß des Untergrundes durch *Bohrungen* ist zu beachten, daß der Rohrdurchmesser nicht zu klein gewählt wird. Eine Verrohrung des Bohrloches ist auch im standfesten Boden zu fordern, da oft durch Nachfall die wahren Lagerungsverhältnisse verschleiert werden. Naßbohrungen sind möglichst zu vermeiden, da dadurch die Feststellung einiger wichtiger Bodenwerte unmöglich gemacht wird. Die "Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben" sind im Normblatt "Din Vornorm 4021" behandelt. Bezüglich der "Einheitlichen Benennung der Bodenproben und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse)" finden sich nähere Anweisungen in "Din Vornorm 4022." Es sei hier auf diese Normblätter verwiesen.

Über die Entnahme ungestörter Bodenproben aus Bohrlöchern finden sich nähere Angaben bereits in dem Bericht von Professor Seifert zum 1. Talsperrenkongreß in Stockholm zur Frage 2*a*: "Untersuchungsmethoden, um festzustellen, ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau eines Erddammes eignet."[11]

Es empfiehlt sich, von vornherein alle Ergebnisse aus Schürfungen und Bohrungen in ein eigens hierfür angelegtes Buch einzutragen mit allen Wahrnehmungen über geologischen Aufbau, Wasserverhältnisse usf. und einen genauen Lageplan aufzustellen, in dem alle Schürfgruben und Bohrlöcher verzeichnet sind. Des weiteren ist es zweckmäßig, aus allen Schichtvorkommen Proben in Weckgläsern aufzubewahren und diese nach Bohrungen pp. zu ordnen. Es tauchen während des Baues sehr oft Fragen auf, die es wünschenswert machen, sich die einzelnen Bodenarten nochmals genauer anzusehen.

(3) *Die geophysikalischen Aufschlußmethoden.*

Von den *geophysikalischen Aufschlußmethoden* kommen für die vorliegenden Zwecke in Frage:

(*a*) Schweremessungen,
(*b*) Messungen der radioaktiven Wirkung,
(*c*) Seismische Messungen, und
(*d*) Elektrische Messungen.

Zu (*a*) und (*b*) werden Eigenwirkungen der Gesteine gemessen, zu (*c*) und (*d*) wird das Verhalten gegen künstliche äußere Einwirkungen geprüft.[5–9]

(*a*) *Schweremessungen.—Schweremessungen* können im Talsperrenbau dort vorteilhaft angewendet werden, wo es gilt, das Felsprofil von Flußtälern festzustellen, wenn sie von jüngeren Schichten (Flußschotter) ausgefüllt sind, sodann zur Feststellung von Verwerfungen.

Von den Meßmethoden, die zur Aufnahme der lokalen Störungen des gravimetrischen Kraftfeldes der Erde dienen, kommt für unsere Baugrunduntersuchungen wohl hauptsächlich nur die Drehwaagemethode in Frage, d.h. Bestimmung der Schwerkraftsänderung und der sog. Krümmungsgrößen der Niveauflächen mittels der Drehwaage.

Für gravimetrische Untersuchungen sind diejenigen Objekte die

günstigsten, bei denen die Grenzen zwischen schwereren und leichteren Untergrundpartieen möglichst steil einfallen (Verwerfungen, Mulden, Sättel). Dichteunterschiede horizontaler Schichten sind mit der Drehwaage nicht feststellbar.

Auf das Prinzip der Drehwaage, ihren technischen Bau, auf die Bestimmung der gesuchten Größen aus den Beobachtungen usw. kann hier nicht weiter eingegangen werden, es sei auf die einschlägige Literatur verwiesen.[5–9]

(*b*) *Messungen der radioaktiven Wirkung.—Messungen der radioaktiven Wirkung* sind in besonderen Fällen zur Bestimmung von Lage und Verlauf tektonischer Störungslinien mit Erfolg angewendet worden. Besonders bei Quellen auf Verwerfungsspalten im alten Gebirge und an dessen Rande ist die Aktivität im allgemeinen groß. Der radioaktive Nachweis von Gangspalten an der Erdoberfläche ist jedoch sehr abhängig von der Durchlässigkeit der Bedeckungsschicht. Je lockerer und durchlässiger umso günstiger; fette Tone wirken stark abschirmend.

(*c*) *Seismische Messungen.*—Für die *Untersuchung* des Aufbaues des Untergrundes *mittels elastischer* (*seismischer*) *Wellen* ist durch die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik ein besonderes Verfahren ausgearbeitet worden. Wir lassen eine Beschreibung dieses Verfahrens folgen, die von der genannten Gesellschaft als Beitrag zu dem vorliegenden Bericht freundlicherweise zur Verfügung gestellt wurde:

DIE VERWENDUNG DYNAMISCHER MESSUNGEN BEI DER BAUGRUNDUNTERSUCHUNG

"Statische Probebelastungen zwecks Feststellung der Tragfähigkeit des Bodens haben die Nachteile, daß sie nur eine einzige Kennziffer liefern, nämlich die Einsenkung in Abhängigkeit vom Druck pro Flächeneinheit, daß ihre Angaben abhängig sind von Größe und Form der verwendeten Belastungsfläche, daß ihre Tiefenwirkung nur gering ist und endlich, daß sie nur eine punktweise Untersuchung des Bodens gestatten. Infolgedessen wendet man, besonders bei größeren Bauvorhaben, häufig das dynamische Verfahren an, das von diesen Mängeln frei ist und zudem in vielen Fällen Einblick in die Lagerungsverhältnisse der Schichten im Boden gewährt.

"Die dynamischen Untersuchungen des Bodens beruhen darauf, daß man den Boden in Schwingungen versetzt und sein Verhalten dabei beobachtet. Bei gleicher Art der Anregung schwingen verschiedene Böden entsprechend der Verschiedenartigkeit ihrer elastischen Konstanten in verschiedener Weise. Aus der Art and Weise, wie ein Boden bei einer bestimmten Weise der Anregung schwingt, können daher Schlüsse auf seine elastischen Eigenschaften gezogen werden."

Versuchseinrichtung.

Die Anregung der Bodenschwingungen geschieht durch eine Losenhausen-Schwingungsmaschine. Die Maschine hat ein Gewicht von 1.800 kg, das durch Unterschrauben von Platten bis auf 2.700 kg erhöht werden kann.

Mit Hilfe der Maschine kann man auf den Boden periodische Kräfte ausüben, und zwar in senkrechter wie auch waagerechter

Richtung; man kann ferner durch geeignete Einstellung der Exzentergewichte an der Maschine auch Torsionsbewegungen der Maschine veranlassen.

Die Schwingungen der Maschine auf den Boden werden nach Größe und Phase aufgezeichnet von einem Geiger'schen Vibrographen, der auf der Maschine selbst befestigt wird. Die Setzungen, die die Maschine infolge der von ihr auf den Boden ausgeübten Erschütterungen während eines Versuches erfährt, werden mittels einer geeigneten Vorrichtung während eines Versuches in bestimmten Zeitabständen abgelesen.

In größerer Entfernung von der Maschine werden die Bodenschwingungen durch einen elektrischen Seismographen aufgenommen und photographisch registriert.

Theoretische Grundlagen.

Die Schwingungen der Maschine auf dem Boden befolgen mit großer Genauigkeit die Gesetze des schwingenden Massenpunktes auf dem Halbraum. Betrachten wir zunächst nur Schwingungen in senkrechter Richtung, so können wir uns das System Maschine+Boden ersetzt denken durch eine schwere Masse auf einer Feder. Ein solches System hat bekanntlich eine Eigenschwingung und führt im allgemeinen eine gedämpfte Schwingung aus. Die Eigenschwingung ist gegeben durch $\alpha=\sqrt{\frac{c}{M}}$, wo c die Federkonstante und M die schwingende Masse ist. Für das System Maschine+Boden bedeutet in der Gleichung $\alpha=\sqrt{\frac{c}{M}}$ c die Federkonstante des Bodens und M die Maschinenmasse zusätzlich einer gewissen mitschwingenden Bodenmasse, deren Größe von der eingestellten Exzentrizität, der Grundfläche und dem Gewicht der Maschine abhängt.

Untersucht man also die Schwingungen der Maschine auf verschiedenen Böden bei gleichbleibenden Versuchsbedingungen an der Maschine selbst (gleiche Exzentrizität, Grundfläche, Maschinenmasse), so wird man entsprechend den verschiedenen Federkonstanten dieser Böden verschiedene Eigenschwingungszahlen messen. Man kann also die Eigenschwingungszahl geradezu als Maß für die Federkonstante und damit die Tragfähigkeit des Bodens ansehen, wenn man sie nur immer unter den gleichen Versuchsbedingungen an der Maschine bestimmt. Tatsächlich hat sich gezeigt, daß die Eigenschwingungszahl auf solchen Böden besonders hoch ist, für die die nach Erfahrung oder behördlicher Vorschrift zulässige Bodenpressung einen großen Wert hat, und umgekehrt, während bei kleiner Eigenschwingungszahl auch die zulässige Bodenpressung klein ist.

Die Größe der Setzungen, die während eines Versuches gemessen wird, gibt ein relatives Maß für die Einrüttelbarkeit des betreffenden Bodens, wenn man sie vergleicht mit den auf anderen Böden gemessenen Setzungen.

Eine weitere Kennziffer für die Tragfähigkeit des Bodens ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der von der Maschine im Boden erregten elastischen Wellen. Diese Geschwindigkeit ist nämlich bis auf einen Faktor gleich $\sqrt{G/\rho}$, wo G der Schubmodul und ρ die Dichte des

Bodens ist. Auch die Ausbreitungsgeschwindigkeit nimmt mit wachsender zulässiger Bodenpressung zu and umgekehrt.†

Endlich kann man auf Grund der beobachteten Bodenschwingungen Aussagen machen über die Schichtenlagerung im Boden. Liegen nämlich mehrere Schichten im Boden untereinander, so treffen an einem Beobachtungsort in einiger Entfernung vom Erreger sowohl solche Wellen ein, die an der Oberfläche entlanggelaufen sind, als auch solche, die tiefere Schichten durchlaufen haben. Je nach dem Phasenunterschied zwischen den einzelnen Wellen werden sich ihre Amplituden am Beobachtungsort infolge der Interferenz zwischen den Einzelwellen entweder vergrößern oder verkleinern. Der Phasenunterschied hängt von der Weglänge der Einzelwellen ab, ändert sich daher mit der Entfernung. Beobachtet man also die Bodenamplitude längs eines Strahls durch den Erreger, so findet man, daß dauernd Amplitudenmaxima und -minima abwechseln. Liegen

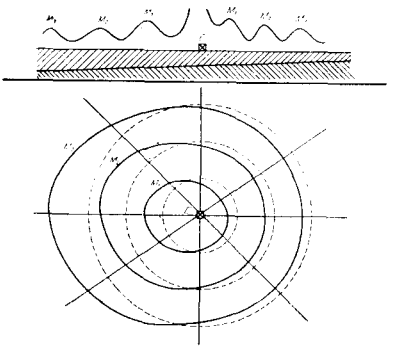


ABBILDUNG 3.—**Lage der Maxima bei geneigten Schichten.** — Lines of maximum gradient (obtained by the vibration method). — Lieux des amplitudes maximae (engendrés par la méthode de vibration). — Líneas de pendientes máximas (obtenidas por el método de vibración).

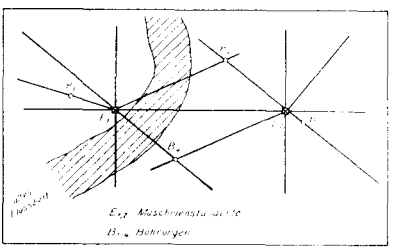


ABBILDUNG 4.—**Ermittlung eines alten Flusslaufs durch dynamische Untersuchungen.** — Determination of an old river bed by dynamic researches. — Recherches de l'ancien lit d'une rivière par de moyens dynamiques. — Estudio del antiguo cauce de un río por medios dinámicos.

nach allen Richtungen vom Erreger aus solche Maxima in immer gleichen Abständen vom Erreger, d.h. also auf konzentrischen Kreisen, so liegen die Schichten im Untergrund waagerecht. Sind die Schichten dagegen geneigt, so werden diese Kreise zu Ellipsen verzerrt, deren größere Hauptachse mit der Richtung des Einfallens der Schichten zusammenfällt, s. Abbildung 3. Aus dem gegenseitigen Abstand solcher Maxima oder Minima lassen sich die Ausbreitungsgeschwindigkeiten in den einzelnen Schichten (und damit deren Tragfähigkeit), aus ihrer Lage zum Erreger die Tiefe, in der die einzelnen Schichten liegen, ermitteln.

Anwendung des Verfahrens.

Bei einem größeren Bauvorhaben wendet man das Verfahren zweckmäßig so an: Gleichzeitig mit den Bohrungen beginnt man mit der Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten und des Amplitudenverlaufs der Bodenschwingungen, indem man diese von

†*Der Zusammenhang zwischen Eigenschwingungszahl, Ausbreitungsgeschwindigkeit und zulässiger Bodenpressung ist aus der beigegebenen Tabelle zu ersehen.*

einer oder mehreren Maschinenstellungen aus nach verschiedenen Richtungen hin mißt, wie Abbildung 4 schematisch zeigt.‡ Man kann dann auf Grund der Messungen Aussagen machen über die Schichtenlagerung (wie in Abb. 3 dargestellt), und über die Tragfähigkeit der in den Bohrungen angetroffenen Schichten. Endlich lassen sich auf diese Weise Ungleichförmigkeiten im Boden zwischen zwei Bohrungen feststellen, die in den Bohrungen nicht zum Ausdruck kommen. Da nämlich in verschiedenartigen Bodenschichten auch die Ausbreitungsgeschwindigkeiten verschieden groß sind, muß sich ein Wechsel in den Bodenschichten durch eine Veränderung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten bemerkbar machen. Abb. 5 und

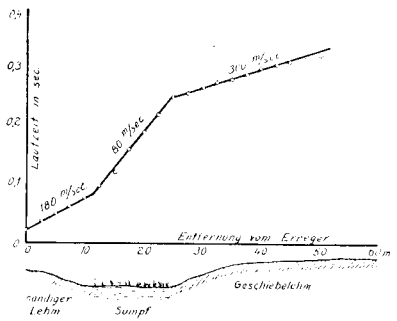


ABBILDUNG 5.—**Änderung der Ausbreitungsgeschwindigkeit über einer Sumpfwiese.** — Variation of spreading velocity over a swamp. — Variation de la vitesse de recouvrement d'un marais. — Variación en la velocidad de recubrimiento de un pantano.

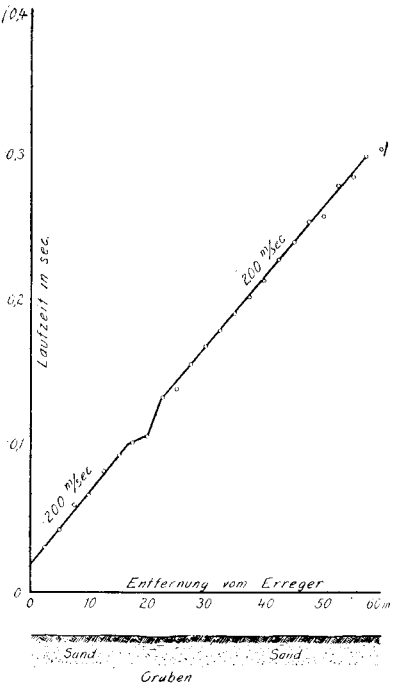


ABBILDUNG 6.—**Einfluss eines überwachsenen Sumpfgrabens auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit.** — Influence on the spreading velocity of a swampy trench overgrown with vegetation. — Influence d'une bande marécageuse et herbeuse sur la vitesse de recouvrement. — Influencia de una zanja pantanosa y cubierta de vegetación sobre la velocidad del recubrimiento.

6 zeigen solche Beispiele. Der in Abbildung 6 übermessene Graben war derart stark überwachsen, daß er oberflächlich nicht mehr als solcher zu erkennen war; er wurde erst nachträglich auf Grund der Messungen durch Nachgrabung gefunden.

‡*Außer den dynamischen Untersuchungen ist eine eingehende bodenphysikalische Untersuchung der Bohrproben für die vollständige Beurteilung des Baugrundes unbedingt notwendig.*

Ist auf Grund der dynamischen Messungen und der Bohrungen der Untergrund hinreichend bekannt und die günstigste Gründungstiefe ermittelt, so wird nach Ausheben der Baugrube die Schwingungsmaschine in diese abgesenkt zwecks genauerer Feststellung der Tragfähigkeit der Schicht, auf der die Gründung erfolgen soll. Man bestimmt dazu die Eigenschwingungszahl der Maschine auf dieser Schicht und findet daraus durch Vergleich mit früheren Meßergebnissen die zulässige Bodenpressung. Besteht die Möglichkeit, daß später Erschütterungen auf das Bauwerk einwirken, so sind auch noch die Setzungen der Maschine während eines Normalversuchs zu bestimmen und daraus die Einrüttelbarkeit des Bodens abzulesen. Sollen endlich in der Nähe des Bauwerkes oder in ihm später schwere Maschinen aufgestellt werden, so empfiehlt sich für die Berechnung der Maschinenfundamente, außer der Eigenschwingung der Maschine für senkrechte Schwingungen auch die für waagerechte und Drehschwingungen zu ermitteln.

Abbildung 7 gibt schematisch den Verlauf einer solchen Untersuchung wieder.

Tabelle I zeigt den Zusammenhang zwischen Eigenschwingungszahl, Ausbreitungsgeschwindigkeit und zulässiger Bodenpressung.

TABELLE I

Bodenart	Ausbreitungsgeschwindigkeit, gemessen für Frequenzen von 20–25 Hz	Eigenschwingungszahl α	Zulässige Bodenpressung
	m/sec	*Hz*	*kg/cm²*
1. 3 m Moor über Sand	80	4	0
2. Mehlsand	110	19, 3	1, 0
3. Tertiärer Ton, feucht	130	21, 8	---
4. Lehmiger Feinsand	140	20, 7	---
5. Feuchter Mittelsand	140	21, 8	2, 0
6. Juraton, feucht	150	---	---
7. Alte Anschüttung aus Sand und Schlacke	160	---	---
8. Mittelsand und Grundwasser	160	---	2, 0
9. Mittelsand, trocken	160	22, 0	2, 0
10. Lehmiger Sand über Geschiebemergel	170	22, 6	2, 5
11. Kies mit Steinen	180	23, 5	2, 5
12. Lehm, feucht	190	23, 5	---
13. Geschiebemergel	190	23, 8	3, 0
14. Feinsand mit 30% Mittelsand	190	24, 2	3, 0
15. Lehm, trocken, mit Kalkbrocken	200	25, 3	---
16. Mittelsand in ungestörter Lage	220	---	4, 0
17. Mergel	220	25, 7	4, 0
18. Mürber Keupersandstein	250	---	---
19. Diluvialer Löß, trocken	260	23, 5	---
20. Kies unter 4 m Sand	330	---	4, 5
21. Grobkies, dicht gelagert	420	30, 0	4, 5
22. Buntsandstein (verwittert)	500	32, 0	2/3
23. Mittelharter Keupersandstein	650	---	(1)
24. Buntsandstein (unverwittert)	1, 100	---	(1)

[1] Der zulässigen Druckspannung.

(*d*) *Elektrische Messungen.*—Die *elektrischen* Untersuchungsmethoden dienen allgemein zur Klärung der Tektonik und werden mit Erfolg dort angewandt, wo Gesteine verschiedener Leitfähigkeit aneinander-

stoßen. Trockene nichtmetallische Gesteine sind schlecht leitende Massen. Die Leitfähigkeit wächst mit dem Wassergehalt infolge elektrolytischer Vorgänge. Man bestimmt die Verteilung der Leitfähigkeit im Erdreich durch Feststellung des Stromverlaufs an der Erdoberfläche eines künstlichen oder natürlichen Gleich- oder Wechselstromfeldes zwischen zwei Elektroden. Der Stromverlauf wird durch eine Karte des elektrischen Potentials dargestellt. Die Äquipotentiallinien müssen als geschlossene Kurven erscheinen. Ungleichmäßigkeiten des Widerstandes im Untergrund zeigen sich in Verzerrungen des theoretischen Bildes.

Es gibt eine ganze Reihe von elektrischen Aufschlußverfahren. Das bekannteste ist das Verfahren von C. Schlumberger.

Andere Methoden sind von verschiedenen Erwerbsfirmen ausgearbeitet, über deren Ergebnisse aber nur wenig veröffentlicht ist.[5-9]

Allgemein wäre über die geophysikalischen Aufschlußmethoden noch zu sagen, daß man oft erst dann ein richtiges Bild von dem geologischen Aufbau eines Gebietes erhält, wenn man einzelne Untersuchungsmethoden (z.B. elektrische und gravimetrische) miteinander kombiniert; es können dann oft Irrtümer in der Deutung der Störungsbilder usw. vermieden werden. Vorbedingung für

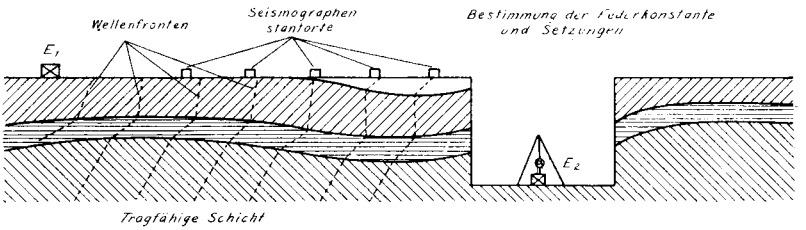


ABBILDUNG 7.—**Bestimmung der Tragfähigkeit und Schichtenlagerung.** — Determination of bearing capacity and the location of layers. — Étude de la capacité de support et de l'emplacement des couches. — Estudio de la capacidad de resistencia y del emplazamiento de las capas.

aufschlußreiche Anwendung der aufgeführten Verfahren bleibt immer eine gründliche Kenntnis der geologischen Bedingungen des Untersuchungsgebiets und eine hinreichende Vertrautheit mit Instrumenten und Meßverfahren. Alle Zweifel bei der Deutung der Meßergebnisse sind durch Bohrungen restlos zu klären.

Erwähnt sei noch das Stehle-Futterknetsche Erdforschungsgerät, das E. Link in der "Deutschen Wasserwirtschaft" 1935, Nr. 11, S. 234, beschreibt. Nach den dort gemachten Angaben können mit Hilfe des Gerätes festgestellt werden: Spalten und Gänge, Verwerfungen, die Wasserführung des Untergrundes, insbesondere die Unterscheidung von wasserführenden und nichtwasserführenden Spalten und die Unterscheidung von Grundwasser, Schichtwasser und Spaltenwasser.

C. DIE BESTIMMUNG DER BAUGRUNDEIGENSCHAFTEN DES TALUNTERGRUNDES

Im vorhergehenden Abschnitt wurde bereits erwähnt, daß schon beim Schürfen und bei der Probeentnahme sich einige wichtige Baugrundeigenschaften feststellen, bzw. einschätzen lassen, wie z.B. die Gewinnungsfestigkeit des Bodens, sein Wassergehalt u.s.f. Auch

bezüglich der Grundwasserverhältnisse und der Durchlässigkeit der Böden sind bereits bei den Vorarbeiten weitgehende Beobachtungen anzustellen; für diese Zwecke wird ein großer Teil der Schürfbohrungen als Beobachtungsbrunnen ausgebildet werden können. Wir haben damit schon zwei der wichtigsten Baugrundeigenschaften erwähnt: Gewinnungsfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit. Wir werden dann weiter noch auf die Tragfähigkeit des Bodens, besonders in bezug auf seine Zusammendrückbarkeit und seine Schubfestigkeit eingehen.

(1) *Gewinnungsfestigkeit.*

Für die Aufstellung der Kostenanschläge bei Vertragsabschlüssen mit Unternehmern u.s.f. ist es von großer Wichtigkeit, die Festigkeitseigenschaften abzubauender Böden so genau wie möglich anzugeben, damit wirtschaftliche Schädigungen, sei es für den Bauherrn

Tabelle II

Gebirgsgattung	Bezeichnung des Gebirges	Verbrauchte Tagewerke für 1 m³ Gebirge das Tagewerk (10 Std. reine Arbeitszeit) = 130.000 mkg	Verbrauchtes Dynamit Nr. 1 für 1 m³ zu 75.000 mkg	Menschenarbeit für 1 m³ Gebirge mkg	Dynamitarbeit je 1 m³ Gebirge mkg	Gewinnungsfestigkeit für 1 m³ Gebirge mkg	Verhältnis d. Gewinnungsfestigkeit
Ia	Milder Stichboden	0, 08		10. 400		10. 400	1, 0
Ib	Schwerer Stichboden	0, 12		15. 600		15. 600	1, 5
IIa	Milder Hackboden	0, 16		20. 800		20. 800	2, 0
IIb	Schwerer Hackboden	0, 20		26. 000		26. 000	2, 6
IIIa	Mildes brüchiges Gestein	(0,20–0,40) 0, 30		39. 000		39. 000	3, 8
IIIb	Festes brüchiges Gestein	(0,40–0,60) 0, 50	0, 10	65. 000	7. 500	72. 500	7, 1
IVa	Festes Sprenggestein	(0,60–0,80) 0, 70	0, 20	91. 000	15. 000	106. 000	10, 2
IVb	Sehr festes Sprenggestein	(0,80–1,2) 1, 00	0, 30	130. 000	22. 500	152. 500	15, 0
IVc	Höchstfestes Sprenggestein	(1,20–2,00) 1, 60	0, 50	208. 000	37. 500	245. 500	24, 0

oder für den Unternehmer vermieden werden. Es ist von verschiedenen Seiten versucht worden, die Böden nach dem Grade der Schwierigkeit ihrer Gewinnung zu klassifizieren. Diese Einteilungen können natürlich nur einen rohen Anhalt für die Gewinnungsschwierigkeiten der Böden geben, denn von Fall zu Fall werden die Bedingungen verschieden sein. Grundwasserverhältnisse, quelliges Gelände, klimatische Verhältnisse usw. können für den Bodenaushub erschwerend wirken. Auch sind für den Baggerbetrieb die Gesichtspunkte für den Bodenabbau andere wie für Handschächte.

v. Rhiza [15] schlug vor, die zur Loslösung der Massen tatsächlich aufgewendete mechanische Arbeit als Unterscheidungsmerkmal einzuführen; er kommt zu der nachstehenden Zusammenstellung. Beim Abteufen der Schürfschächte, aus Widerstandsbeobachtungen beim Herabbringen von Bohrungen wird man bei einiger Erfahrung immer-

hin manche Anhaltspunkte erhalten für die Entscheidung, welchen der angeführten Gattungen, die durchfahrenen Böden im einzelnen zuzuweisen sind und mit welchen weiteren Erschwerungen durch Grundwasserandrang usw. zu rechnen sein wird. Im Bohrdiagramm[10] wird der Arbeitsfortgang der Herstellung eines Rohrbrunnens veranschaulicht. Als Maßstab für die Arbeitsleistung dient die Anzahl der je Zeiteinheit erbohrten, fallenden Meter. Die reinen Bohrarbeiten (geneigter Teil der Schaulinie) und die Nebenarbeiten (wagerecht

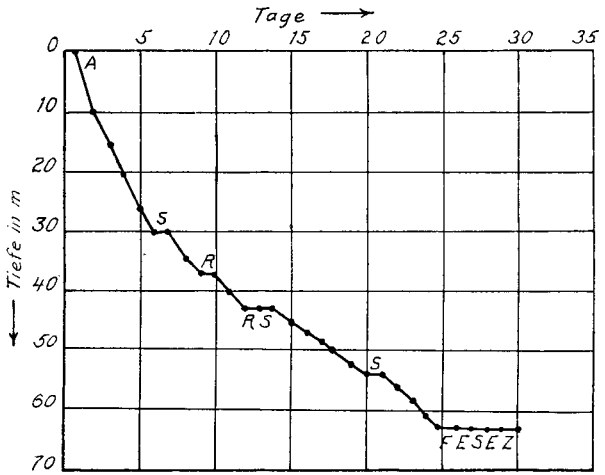


Abbildung 8.—**Bohrdiagramm (Bohrtiefe in Metern pro Tag).** — Diagram of bore-holes (meters per day). — Diagramme d'un sondage (m par jours). — Diagrama de un sondeo (m por días).

A. **Aufbau des Gerätes.** — Apparatus set up. — Installation de l'appareil. — Instalación del aparato.

R. **Rohre vorgetrieben.** — Placing of casings. — Mise en place des manchons. — Colocación de los tubos.

E. **Entsanden.** — Sand removing. — Enlèvement du sable. — Desarenamiento.

S. **Sonn- und Feiertage.** — Sundays and holidays. — Dimanches et fêtes. — Domingos y días de fiesta.

F. **Filtereinbau.** — Placing of filter. — Installation du filtre. — Instalación del filtro.

Z. **Abbau des Gerätes.** — Dismounting of apparatus. — Démontage de l'appareil. — Desmontadura del aparato.

Aus Bieske, E. Rohrbrunnen, 1929

verlaufender Teil der Schaulinie) kommen dabei getrennt zur Darstellung. Auch aus diesen Diagrammen läßt sich mancher Anhalt für die Gewinnungsfestigkeit der Bodenschichten entnehmen.

(2) *Grundwasserverhältnisse und Wasserdurchlässigkeit.*

Für die Entwurfsbearbeitung, wie für die Bauausführung selbst, schließlich auch für die Prüfung von Schadenansprüchen dritter ist es bei der Errichtung von Stauwerken wichtig, die Grundwasserverhältnisse auch im weiteren Bereich der Sperre möglichst in allen Einzelheiten zu kennen. Wie diese durch die Stauanlage beeinflußt werden, wird sich allerdings in den seltensten Fällen vorausbestimmen lassen, da die Durchlässigkeit des Staubauwerks von Faktoren abhängt, die nicht bekannt sind, deren Einfluß sich erst

nach dem Einstau zeigt. Die Grundwasserverhältnisse stehen natürlich im engsten Zusammenhang mit dem geologischen Aufbau des Untergrundes. Ist letzterer hinreichend geklärt, so wird es nicht mehr schwer sein, aus den Brunnenbeobachtungen, aus Probegrundwasserabsenkungen, aus Färbversuchen u.a. sich ein einigermaßen klares Bild über die Wege des unterirdischen Wassers, seine Menge und Fließrichtung zu konstruieren.

Zur Messung des unterirdischen Wassers dienen die sogenannten Grundwasserpegel. Bei der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde ist der "Hallesche Typ" in Gebrauch, wie ihn die nachstehende Skizze zeigt[13] (Abb. 9). Ein mit 20 cm weiten Rohren niedergebrachtes Bohrloch wird 10–50 cm hoch mit Kies verfüllt. Auf den Kies wird das 8–10 cm weite, unten offene Beobachtungsrohr gestellt, das je nach den örtlichen Verhältnissen am unteren Ende

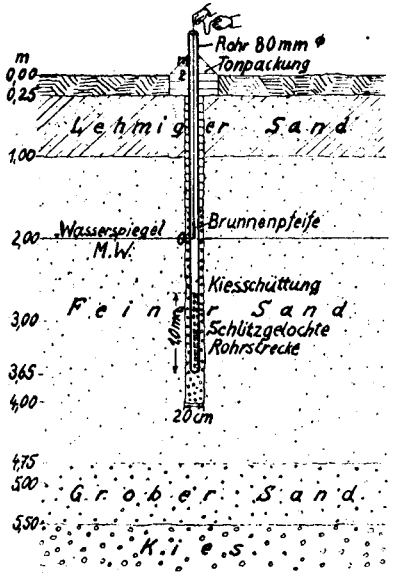


ABBILDUNG 9.—**Grundwasserbeobachtungsrohr.** — Observation pipes for underground water levels. — Puits d'observation des niveaux des eaux souterraines. — Tuberías de observación del nivel de las aguas subterráneas.

Aus Koehne, Grundwasserkunde, 1928

in einer Länge von 0,7–2,0 m gelocht ist (gegeneinander versetzte Schlitze von 3 mm Weite und 10–20 mm Länge). Der Zwischenraum zwischen Mantelrohr und Beobachtungsrohr wird mit Kies verfüllt (mindestens 15 cm über dem oberen Ende der durchlochten Strecke), das Mantelrohr wird dabei nach und nach hochgezogen. Über der Kiesfüllung wird gegebenenfalls noch eine Tondichtung eingestampft, dann Verfüllung mit Erde und dachförmiges Anhäufeln bis zur Rohroberkante. Die Messung des Grundwasserstandes geschieht gewöhnlich mittels der Brunnenpfeife. Besondere Sorgfalt bei der Anlage von Grundwasserpegeln ist geboten, wenn die Bohrlöcher mehrere Grundwasserstockwerke durchteufen. Bei undichter Verrohrung können „falsche oder unechte" Grundwasserspiegel sich einstellen, die Anlaß zu unrichtigen Vorstellungen über die Grundwasserverhältnisse geben.[14]

Ist ein genügend dichtes Netz von Beobachtungsstellen vorhanden, so empfiehlt es sich, Grundwasserschichtlinienpläne für bestimmte

Zeitabschnitte aufzustellen, die die Strömungsverhältnisse des Grundwassers gut veranschaulichen.

Um über die Durchlässigkeit des Grundwasserführers genauere Angaben zu erhalten, als sie aus Feststellungen an gestörten Bodenproben im Laboratorium sich ergeben, werden Probegrundwasserabsenkungen empfohlen.[20] Diese Ermittelungen sind sowohl für die Grundwasserhaltung während des Bauvorganges als auch für den Zustand nach der Herstellung des Bauwerks von Bedeutung. Je nach der Gleichmäßigkeit des Untergrundes und der Ausdehnung der Dammbaustelle werden 2 oder mehrere Probebrunnen angelegt, die von einer Anzahl Beobachtungsbrunnen umgeben sind. Diese werden zweckmäßig nach den Strahlen eines rechtwinkligen Achsenkreuzes angeordnet; auf jedem Strahl sollen 3, 4 oder mehr Beobachtungsbrunnen liegen. Zu jedem Probebrunnen gehören dann 12, besser 16 und mehr Beobachtungsbrunnen. Die Entfernung dieser Brunnen vom Probebrunnen soll für die nächstgelegenen, 5,0 m, für die zweiten 15 m, die dritten 50 m und die vierten rd. 100 m betragen. Über die Ausbildung der Filter bzw. Beobachtungsbrunnen und über die Errechnung der Durchlässigkeitsziffern unter Benutzung der Dupuit-Thiemschen Formel finden sich nähere Angaben in der angezogenen Literatur.

Die Verfolgung des im Untergrund fließenden Wassers zur Feststellung von unterirdischen Zusammenhängen von Oberflächenwässern, Grundwassergerinnen und auftretenden Quellen geschieht mittels Färbemethoden. Von stark färbenden Stoffen, die für Menschen, Tiere und Pflanzen unschädlich sind, kommen hauptsächlich nur zwei Anilinfarbstoffe: Uranin und Fuchsin in Betracht. Uranin ist noch in einer Konzentration: 1 g auf 100 cbm Wasser nachweisbar, wird aber leider von den Gesteinen stark absorbiert (Natrium-Uranin weniger als Kali-Uranin). Mit bestem Erfolg ist es angewendet für den Nachweis von Zusammenhängen bei Gewässern, die in Spalten und Klüften des durchlässigen Gebirges fließen. Die Färbekraft von Fuchsin ist 10 mal kleiner als die von Uranin.[3] Auch Temperaturmessungen und Bestimmen des Härtegrades können in manchen Fällen über die Herkunft des Grundwassers Aufschluß [3] geben. In einem Stauraum mit einem Untergrund von halbwegs gleichförmigen Schichten können auch Beobachtungen an Versuchsbecken [16] wertvolle Aufschlüsse bringen. Die vorbeschriebenen Untersuchungen über die Durchlässigkeit des Untergrundes an Ort und Stelle sind unter Umständen zu ergänzen durch Durchlässigkeitsprüfungen im Laboratorium an den Bodenproben, die in möglichst ungestörtem Zustande in den Schürfgruben und Bohrungen aus den einzelnen in Frage stehenden Schichten entnommen werden. Auf die einzelnen Methoden und Apparate, die für diese Prüfungen entwickelt worden sind, soll hier nicht weiter eingegangen werden; zum Teil ist hierüber bereits in den Abhandlungen zur ersten Tagung der Talsperrenkonferenz in Stockholm 1933 berichtet.[17] Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsprüfungen an der Baustelle und im Laboratorium werden dann zu einem Durchlässigkeitsschaubild für den Untergrund des Staudammes zusammengestellt. Ebenso sorgfältig wie für den Untergrund ist auch die Durchlässigkeit der Schichten in den Flanken des Dammes nachzuprüfen, um jeder Umläufigkeit des Dammes möglichst begegnen zu können. Weiterhin bleibt zu prüfen, ob

durch das Ansteigen undurchlässiger Schichten nach dem Unterwasser zu die Ableitung des Sickerwassers unter dem Damm behindert wird, wodurch Versumpfungen des Vorgeländes eintreten können [20] Für eine genügende Entwässerung des Geländes durch filterförmig abgedeckte Sickergräben wäre dann zu sorgen.

Es empfiehlt sich, auf Grund der Bohrungen usw. ein geologisches "Blockprofil" von der gesamten Staustelle aufzustellen, aus dem man sich bestens über den Verlauf der einzelnen Schichten unterrichten kann und eine vollkommenere Vorstellung gewinnt über die Wege, die dem Wasser unterirdisch offen stehen.

Schließlich ist das Grundwasser noch auf seine chemische Zusammensetzung zu prüfen, ob es angreifend auf Beton oder Eisen wirken könnte.

Die Durchlässigkeitsverhältnisse des Untergrundes einer Stauanlage können sich im Laufe der Jahre durch Verschleppung oder Ablagerung feinster Bodenteilchen verändern. Eine ständige Überwachung dieser Änderungen durch Sickerwassermengenmessungen oder durch die Beobachtungsstandröhren ist zu empfehlen.

(3) *Tragfähigkeit des Untergrundes.*

Die Bestimmung der reinen Druckbeanspruchung des Baugrundes durch den Staukörper bietet keine Schwierigkeiten, weit schwerer ist es, die Beanspruchung einzuschätzen, die das Bauwerk und sein Untergrund durch das aufgestaute Wasser erfahren werden.

Bei Gründungen auf Fels ist die Gesteinsbeschaffenheit klarzulegen. Den Klüftungsverhältnissen ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die Druckfestigkeit des Gesteins ist zu prüfen. Für massive Sperren gilt die Regel, daß der Elastizitäts- und Gleitmodul des Gesteins möglichst gleichmäßig und nicht wesentlich geringer sein soll als der des Mauerwerks, da besonders bei verschiedener Nachgiebigkeit des Untergrundes starke Beanspruchungen im Bauwerk auftreten. Die hydrostatischen Auftriebswirkungen in offenen Spaltsystemen sind durch v. Terzaghi eingehend behandelt.[14] Seine Ausführungen sind ergänzt durch Beschreibungen bemerkenswerter Bauausführungen von Stauwerken mit Felsgründung. Auf die künstliche Abdichtung der Gesteinsfugen wird dort näher eingegangen. Des weiteren ist die Gefahr des Grundbruchs behandelt, die immer dann vorhanden ist, wenn es aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen nicht gelingt, das Stauwerk in den Felsuntergrund einzubinden oder wenigstens durch eine wasserdichte Wand an den Fels anzuschließen, wenn man also gezwungen ist, das Bauwerk auf die unverfestigte Talausfüllung zu setzen.

In dem Falle wird man als Abschlußbauwerk stets einen Damm wählen, der sich den verschieden starken Verdichtungen des lockeren Untergrundes anpaßt. Die Staumauer belastet durch ihren inneren Zusammenhalt den felsigen Untergrund in der Hauptsache senkrecht und überträgt nur den Wasserdruck als Horizontalkraft auf den Boden. Der Damm dagegen hat als lockere Schüttmasse das Bestreben auseinanderzufließen und wird daran nur durch die zwischen den Bodenkörnern vorhandene Reibung und Kohäsion verhindert. Diese schiebenden Kräfte, welche bei gefülltem Becken im luftseitigen Teil des Dammes noch durch den Wasserdruck verstärkt werden, treten auch im Untergrunde auf. Es ist daher darauf zu achten, daß

die Dammböschung eine Neigung erhält, welche dem geringstem Schubwiderstande der im Untergrunde vorhandenen Bodenschichten entspricht. Es kann sich auch empfehlen, etwa an der Oberfläche des Tales vorhandene Schichten Auelehm vor dem Aufbringen des Dammes zu entfernen und so die Reibungsverhältnisse im Dammuntergrund zu verbessern. Jedenfalls ist solchen Schichten mit geringer Reibung im Taluntergrund besondere Beachtung zu schenken, besonders dann, wenn sie stark wasserhaltig und wenig durchlässig sind. Es kann bei schnellem Hochführen des Dammes dann das Wasser beim Verdichten der Bodenporen nicht so schnell entweichen. Es fließt zwar unter dem vermehrten Drucke ab, trägt dabei aber einen Teil der aufgebrachten Last, der dadurch keine Reibung erzeugt. Es wachsen also in den Gleitflächen die Scherkräfte wesentlich stärker als die Reibungswiderstände. Das kann sehr leicht zu Rutschungen führen. Man kann solche Rutschungen dadurch vermeiden, daß man den Damm langsam hochführt und so dem Porenwasser Zeit zum Abfließen und damit zum Entspannen läßt.

Bei der Prüfung unverfestigter Sedimente auf Geeignetheit als Baugrund bei Stauanlagen ist einmal das Verhalten der Böden zum Wasser durch Wasserlagerungsversuche festzustellen und dann die Zusammendrückbarkeit und die Schubfestigkeit der Böden zu bestimmen. Wie diese Versuche im einzelnen durchzuführen sind, ist in früheren Veröffentlichungen [17 u 18]) angegeben. Mit Hilfe der so gewonnenen Werte ist dann die statische Untersuchung des Untergrundes in Verbindung mit der Standfestigkeitsberechnung des Staukörpers durchzuführen, wobei die hydrostatischen Auftriebswirkungen des Stauwassers nach jeder Richtung zu berücksichtigen sind. Der Beitrag zur Frage 7: "Standfestigkeitsberechnung von Staudämmen" zeigt, wie diese Aufgaben zu lösen sind.

III. Das Sichere Einbinden des Talsperrenkörpers in den Untergrund

A. Felsen in erreichbarer Tiefe vorhanden

Der dichte Anschluß von *Staumauern* an den Felsuntergrund bereitet keine besonderen Schwierigkeiten, wenn der Felsen gesund und dicht ist. Etwa vorhandene Klüfte werden mit Zement ausgepreßt, und in die Sohlfuge eingedrungenes Wasser läßt sich durch Sickerrohre entspannen und abführen. Auch bei *Erddämmen* ist es günstig, wenn in erreichbarer Tiefe gesunder und dichter, vom Wasser nicht angreifbarer Felsen ansteht, in welchen die Dichtungsschicht des Dammes eingreifen kann. Bei dem Staudamm Niederwartha liegt die Dichtungsschicht auf der Wasserseite des Dammes und bindet in der Art, wie die Abbildung 10 zeigt, in den Felsen (Syenit) an der Talsohle und am Talhange ein. Die Wasserdurchlässigkeit des in der Dammachse 42,0 m hohen Dammes ist sehr gering. Sie beträgt etwa 2,0 bis 3,0 *l/s*. Die Lage der Dichtungsschicht an der Wasserseite in Richtung der Böschung hat den Vorteil, daß der Wasserdruck schon eine nach dem Untergrund des Dammes geneigte Richtung erhält und so auf dem kürzesten Wege auf den Dammuntergrund übertragen wird. Liegt dagegen die Dichtungsschicht als senkrechter Ton-

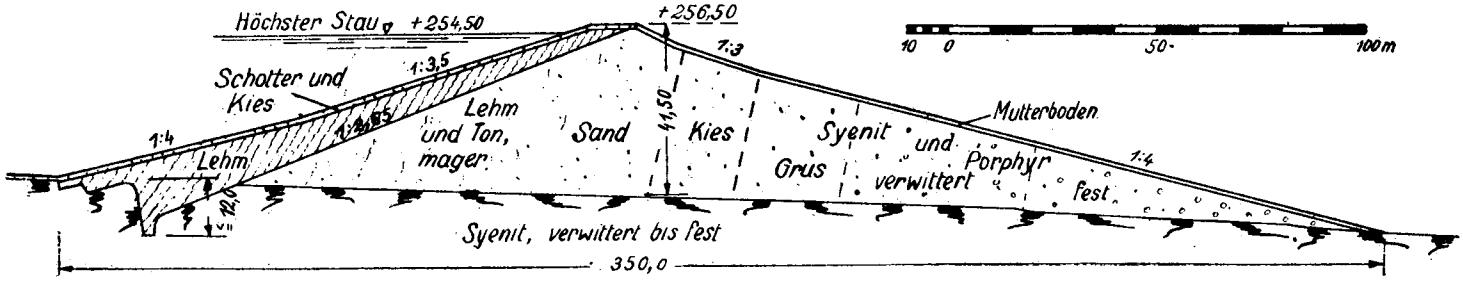


ABBILDUNG 10.—**Oberes Pumpspeicherbecken bei Niederwartha (Dresden).** — Upper pumping storage reservoir at Niederwartha (Dresden). — Réservoir superieur de pompage à Niederwartha (Dresden). — Depósito superior de bombeo en Niederwartha (Dresden).

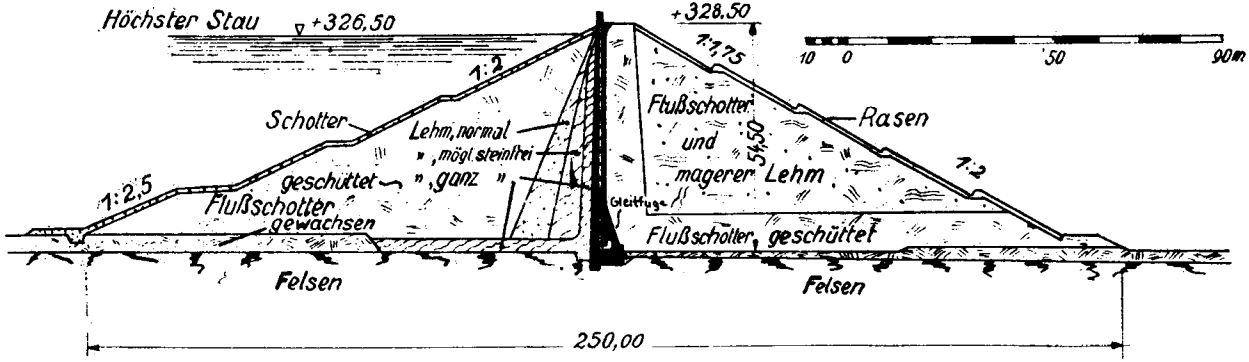


ABBILDUNG 11.—**Staubecken der Söse bei Osterode (Harz).** — Söse reservoir at Osterode (Harz). — Réservoir de Söse à Osterode (Harz). — Depósito de Söse en Osterode (Harz).

oder Betonkern oder als Eisenwand in der Dammitte, so steht nur das Gewicht und die innere Reibung des luftseitigen Dammteiles zur Verfügung, um den Wasserdruck aus seiner waagerechten Lage nach der Dammsohle abzuleiten. Voraussetzung für den Betonkern ist ein dichter tragfähiger Felsen in erreichbarer Tiefe, der den Betonsockel mit dem Beobachtungsgang sowohl in der Talsohle als auch in den Hängen aufnimmt (Abb. 11). Die Dichtung zwischen Sockel und Felsen wird in der gleichen Weise wie bei der Staumauer durchgeführt. Der Betonkern selbst wird in einzelnen, senkrecht stehenden Tafeln mit besonders gedichteten Fugen ausgeführt, die mit einem oder zwei übereinander liegenden Gelenken auf dem Betonsockel ruhen. Auf der Wasserseite des Betonkerns wird eine stärkere Schicht Dichtungslehm eingebracht, die in größerer Breite bis auf den unverwitterten festen Felsen reicht. Es empfiehlt sich, die freigelegte Felsfläche nach sorgfältiger Reinigung zu torkretieren, damit alle schroffen Kanten und Absätze, besonders an den Hängen, fortfallen, die bei den eintretenden Setzungen zu Ablösungen des Lehmes vom Felsen führen können. Es empfiehlt sich ferner, in der Berührungszone zwischen Felsen und Dichtung möglichst fetten Lehm mit genügender Haftung zu verwenden, da die Durchsickerungen in der Berührungsfläche der Dichtung mit der sie begrenzenden

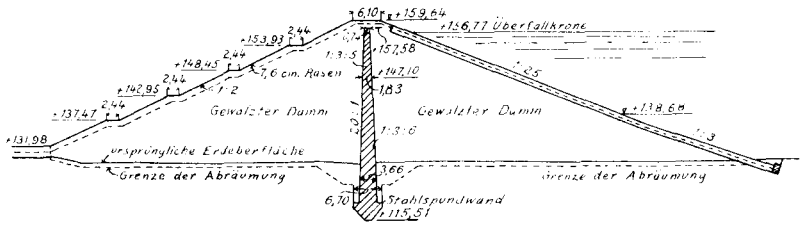


ABBILDUNG 12.—**Querschnitt durch den Morris-Damm.** — Cross section through the Morris Dam. — Coupe transversale du barrage Morris. — Corte transversal de la Presa Morris.

Aus Walch, O., Stau- und Kanaldämme, 1933

Wandung, besonders bei schluffhaltigen Lehmen, die nur geringe Haftung haben, wesentlich größer sind als im Lehm selbst. Scharfe Felskanten und Absätze, besonders wenn sie in der Fließrichtung des Wassers verlaufen, können die Durchlässigkeit zwischen Dichtung und Felsen erheblich vermehren. Man wird dem sorgfältigen Anschluß der Dichtung an den Felsen, besonders beim Fehlen eines festen, vom Wasser nicht angreifbaren Kernes, die größte Aufmerksamkeit schenken müssen.

A. FELSEN IN GRÖSSERER TIEFE ODER GARNICHT VORHANDEN

Ist gesunder und dichter Felsen im Untergrunde erst in größerer Tiefe vorhanden und ist auch an den Hängen ein Anschluß an den Felsen möglich, so wird man den Kern auf den Felsen hinabführen müssen. Man wird, um die Kosten des Bodenaushubes gering zu halten, einen Schlitz bis auf den Felsen anlegen und die Wandungen entweder durch Spundwände oder durch Verzimmerung abstützen (Abb. 12 u. 13*c*). Die Wasserhaltung erfolgt am zweckmäßigsten durch eine Grundwassersenkungsanlage mit Röhrenbrunnen, um das

Ausspülen von Bodenteilen und die Bildung von Wasserzuflüssen zu Baugruben zu vermeiden. Man kann natürlich auch in dem Schlitz einen Tonkern bis auf den Felsen hinabführen (Abb. 13*b*). Ein solcher Tonkern muß dann durch eine filterförmige Übergangsschicht, die mit einzubauen ist, vor der direkten Berührung mit groben Bodenarten geschützt werden, damit später keine Ausspülungen des Tones stattfinden. Beim Einbau des Tons ist eine gute Wasserhaltung besonders wichtig, falls man ihn lagenweise einwalzt. Ein Einsumpfen des Tones in dem ansteigenden Grundwasser führt zu Störungen des Untergrundes, da der aufgeweichte Ton dem Druck der Schlitzwände nach dem Aussteifen nicht standhält und daher Bewegungen im Untergrund ausgelöst werden. Man kann auch den Felsen mit dicht an dicht gestellten Senkkästen erreichen, deren Zwischenräume dann besonders sorgfältig ausgefüllt werden müssen. Auf die Senkkastenreihe wird dann der Betonsockel mit Beobachtungsgang und Dichtungswand gesetzt. Diese letztere Bauart ist zwar teuer, erspart aber die Verschalung und Aussteifung des Schlitzes und verbürgt auch einen dichten Abschluß der Wand. Solche Verhältnisse finden sich in tief eingeschnittenen Erosionstälern und in den Mulden, die mit nicht verfestigten Sedimenten in größerer Höhe ausgefüllt sind. In gleicher Weise wird es auch möglich sein,

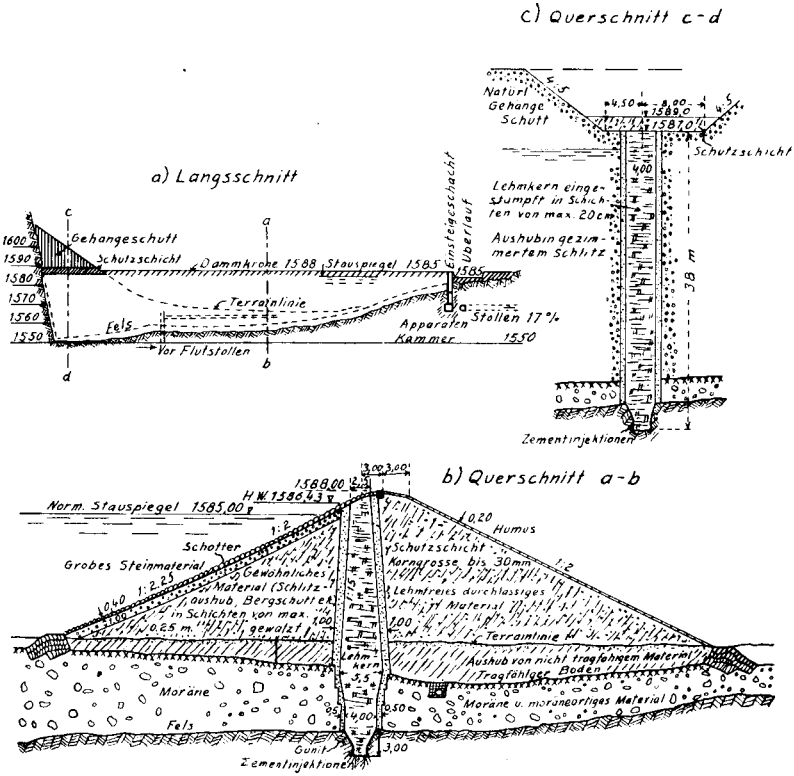
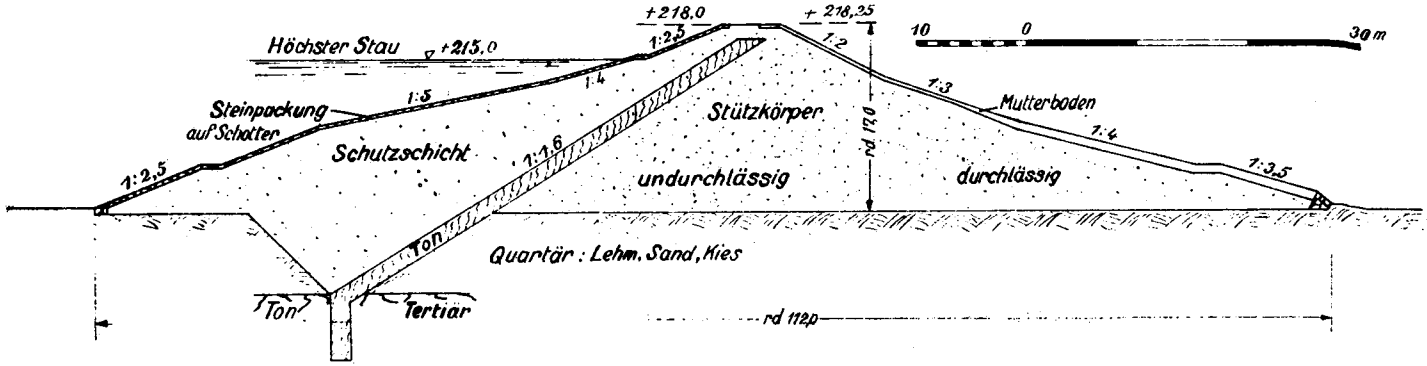


ABBILDUNG 13.—**Bannalp-Staudamm.** — Bannalp Dam. — Barrage de Bannalp. — Presa de Bannalp.



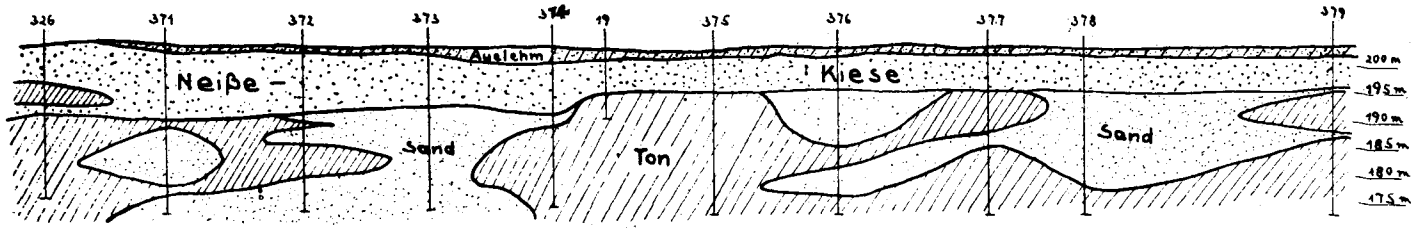


Abbildung 14a.—Staubecken der Glatzer Neisse bei Ottmachau. — Glatzer Neisse Reservoir at Ottmachau. — Barrage à Ottmachau. — Presa de Ottmachau.

Abbildung 14b.—Staubecken der Glatzer Neisse bei Ottmachau: Einlagerungen in der wasserundurchlässigen Schicht des Untergrundes. — Glatzer Neisse Réservoir at Ottmachau: formations in the waterproof layers of the underlying soil. — Inclusions dans les sols étanches sous-jacents du réservoir d'Ottmachau. — Formaciones en las capas impermeables del subsuelo del depósito de Ottmachau.

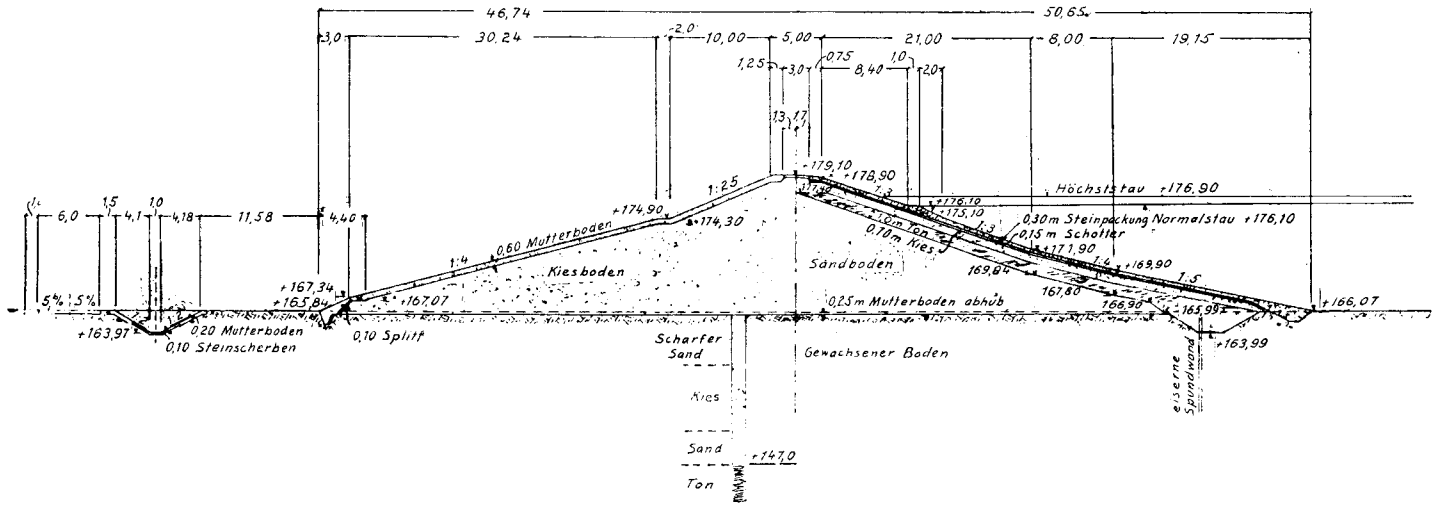


Abbildung 15.—Staubecken der Malapane bei Turawa (Oberschlesien), Baubeginn 1934.— Malapane Reservoir at Turawa (Upper Silesia), beginning of construction, 1934. — Barrage de Malapan à Turawa (Haute Silésie), construction commencée en 1934. — Presa de Malapan en Turawa (Alta Silesia), construcción comenzada en 1934.

einen Tonkern an eine dichte Lehm- oder Tonschicht im Untergrunde anzuschließen, die in erreichbarer Tiefe liegt (Abb. 14*a*). Man wird sich durch sehr sorgfältige und eingehende Untersuchungen davon überzeugen müssen, daß diese Schicht in gleicher Stärke und Dichte sich nicht nur unter dem Staudamm erstreckt, sondern daß sie auch den Stauraum im wesentlichen abschließt. Es kommt vor, daß solche in größerer Ausdehnung vorhandenen dichten Schichten von Sand- und Kiesnestern durchbrochen werden, die dem Stauwasser dann einen Abfluß in tiefer liegende durchlässige Schichten und dann ein Unterströmen des Staudammes ermöglichen (Abb. 15*b*). Hier werden geophysikalische Messungen, ergänzt durch zahlreiche Bohrungen, Aufschluß über Gestalt und Verlauf der Schichten geben. Schwierig werden diese geophysikalischen Messungen dann, wenn die Schicht in größerer Tiefe liegt und von stark wechselnden Bodenarten überdeckt ist. Es kann dann eine Überlagerung der den einzelnen Schichten eigenen Kennzeichen eintreten, die das Gesamtbild stört und die richtige Deutung der Meßergebnisse erschwert.

Wird es besonders bei langen Dämmen zu kostspielig, die Dichtungsschicht in einen tiefen Schlitz mit senkrechten oder geböschten Wänden bis auf den dichten Untergrund hinabzuführen und dort anzuschließen, so kann man die unter Gelände liegenden, durchlässigen Schichten mit einer eisernen Spundwand abschließen. Sie müssen dann bis in ältere Tonschichten reichen, deren Entstehung als Meeres- oder Seeablagerungen in größerer Ausdehnung eine gewisse Gleichmäßigkeit verbürgt. Bei dem Staudamm Turawa in der Malapane ist ein solcher Spundwandabschluß auf mehrere Kilometer Länge durchgeführt (Abb. 15). Dort, wo es nicht möglich war, mit den Spundwänden einige tief liegende Sandvorkommen abzusperren, hat man diese Schichten nach dem Joosten'schen Verfahren durch Einspritzen von Wasserglas und Calciumchlorid verfestigt und gedichtet. Es läßt sich durch diese Einspritzungen zwar nicht die geringe Wasserdurchlässigkeit von Lehmen und Tonen erreichen, man kann aber etwa die Durchlässigkeit eines feinen lehmigen Sandes erzielen. Sind die Lehm- oder Tonschichten, an die ein Anschluß der Dammdichtung vorgesehen ist, von groben Geröllen überlagert, so ist es zweifelhaft, ob man die eisernen Spundbohlen unbeschädigt hinunterbekommt. Es können Bohlen aus den Schlössern springen, dabei aus der Wand heraustreten und auch völlig aufgerollt werden, ohne daß beim Rammen sich wesentliche Anzeichen bemerkbar machen. Es können so erhebliche Durchflußöffnungen in der Wand entstehen. In einem solchen Falle wird man trotz vermehrter Kosten besser mit einer Schlitzbaugrube die Dichtungsschicht zu erreichen suchen. Bei der Verwendung eiserner Spundbohlen als Abschluß durchlässiger Schichten ist darauf zu achten, daß sich in den Schlössern der Bohlen keine Wasserdurchflüsse bilden können. Die Fugen der Schlösser sind kleine Kanäle, die am Kopf der Spundwand in den hier anschließenden Ton münden. Das Wasser wird durch diese Kanäle in das Innere des Tonkernes geleitet, kann ihn aufweichen und so die für das dichte Einbinden der Spundwand in den Ton erforderliche Haftung verringern. Es empfiehlt sich daher, die Schloßfugen der Spundwand, soweit sie im Tonkern liegen, zu verschweißen oder auf andere Weise sorgfältig zu dichten.

Besteht der Untergrund bis zu größerer Tiefe aus durchlässigen Schichten, sodaß weder durch Schlitze oder Spundwände oder durch Verfestigungen des Bodens ein Abschluß des Wasserdurchflusses zu erreichen ist, so kommen wegen der Unterströmungsgefahr größere Stauhöhen nicht in Frage; kleinere Stauhöhen sind möglich. Man muß dann danach streben, das Wasser auf seinem Wege durch den Untergrund des Dammes möglichst zu entspannen. Das kann man dadurch erreichen, daß man den Stauraum auf seiner Sohle und an den Hängen mit einer dichten Schicht abdeckt und damit dem Wasser den Zutritt in den Untergrund sperrt. Diese Schicht ist aber im Bereich des Wasserstandswechsels Beschädigungen durch Klima, Pflanzenwuchs, Tiere usw. ausgesetzt und daher in der Anlage und Unterhaltung kostspielig. Da man den Eintritt des Staubeckenwassers in den Untergrund nicht verhindern kann, wird man sich darauf beschränken, den Weg der Wasserteilchen im Untergrund bis zum Dammfuß möglichst zu verlängern, damit das Wasser beim Durchfluß durch die Bodenporen einen erheblichen Spannungsverlust durch den

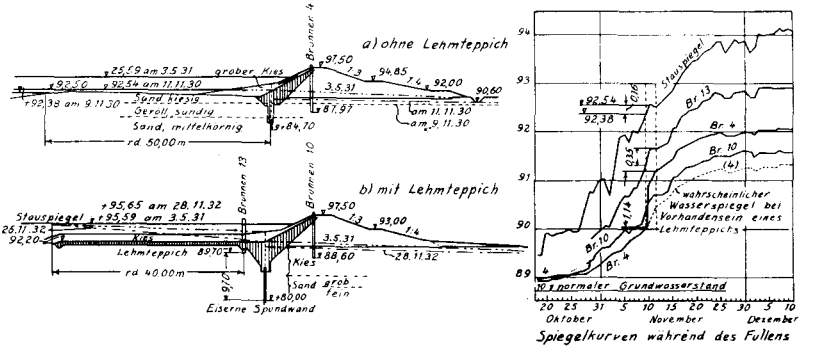


ABBILDUNG 16.—**Talsperre Jastrow an der Küddow.** — Jastrow dam on the Küddow. — Barrage de Jastrow sur la Küddow. — Presa de Jastrow en el Küddow.

Durchflußwiderstand erfährt. Man wird die eigentliche Dammdichtung in ausreichender Stärke etwa 1,5 m bis 2,0 m tief auf der ganzen Dammlänge unter das Gelände herabführen, um alle im Boden vorhandenen Höhlungen wie Sickerleitungen, Tiergänge, Dränagen usw. mit Sicherheit zu unterbrechen. Man kann dann in diesem Dichtungsschlitz eine Spundwand anordnen, die von Wasser unterflossen werden muß und somit den Weg der Wasserteilchen verlängert. Wie Messungen an einem Staudamm an der Küddow gezeigt haben, ist diese Anordnung indessen nicht so wirksam, wie die Anlage eines genügend langen Dichtungsteppiches (Abb. 16), der an die Dammdichtung anschließt und sich in das Becken hinein erstreckt. Je länger dieser Teppich ist, umsomehr ist das unter dem Dammfuß anlangende Wasser entspannt. Dieser Dichtungsteppich erhält eine nicht unerhebliche Wasserbelastung. Er muß daher auf festem Boden liegen, um Rissebildungen durch Setzungen des Untergrundes zu vermeiden. Auch darf der Untergrund nicht kiesig oder steinig sein, damit nicht

durch zu starke Wassergeschwindigkeiten der Dichtungsteppich an seiner Unterseite angegriffen wird. Wenn solche Kies- und Steinnester nicht entfernt werden können, sind filterförmige Übergänge zwischen Teppich und diesen Schichten zu schaffen. In diesen Fällen der Unterströmung des Dammes ist besonderer Wert auf eine gute, durchlässige Ausbildung des Dammfußes zu legen. Die hier zweckmäßig anzulegende Steinschüttung ist filterförmig gegen den feinen Boden des Dammes abzuschließen. Für das unter dem Damm durchfließende Wasser hat man eine geeignete und leistungsfähige Vorflut in dem Wasserlauf des Tales, den der Damm abschneidet. Diesem Vorfluter wird das Sickerwasser des Dammuntergrundes zweckmäßig durch einen Graben zugeführt, der quer zum Tal in etwa 10,0 m Abstand vom Dammfuß gleichlaufend mit diesem angelegt wird. Die Einwirkung des Grabens auf die Grundwasserabsenkung kann wesentlich dadurch verstärkt werden, daß man in der Grabensohle einen etwa 2,0 m tiefen, mit Kies ausgefüllten Sickerschlitz anlegt (Abb. 17). Es ist so bei einem Staudamm gelungen, die Grundwasserstände a

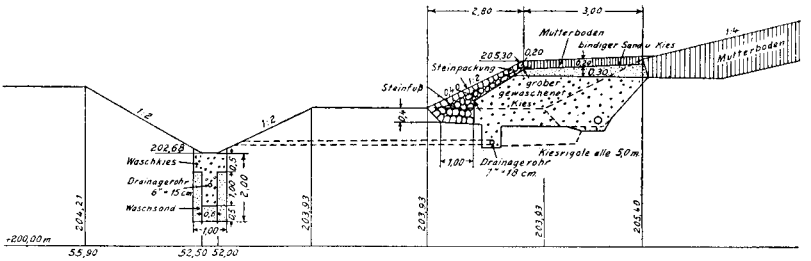


ABBILDUNG 17.—**Staubecken der Glatzer Neisse bei Ottmachau: Seitengraben mit Sickerschlitz und Dammfuss.** — Glatzer Neisse reservoir at Ottmachau: Parallel ditch with percolation slit and dam foot. — Barrage de Glatzer Neisse à Ottmachau; drain parallèle des eaux d'infiltration au pied du barrage. — Presa de Glatzer Neisse en Ottmachau; desagüe paralelo de las aguas de filtración al pie de la presa.

Fuß des Dammes, welche bereits vor der Erreichung des höchsten Staues in bedrohlicher Nähe der Geländeoberfläche lagen, um mehr als 1,0 m abzusenken.

Es sind in dieser Abhandlung im wesentlichen die Erfahrungen wiedergegeben worden, die bei den deutschen Staudämmen gesammelt worden sind. Es ist aber anzunehmen, daß die Erfahrungen in den anderen Ländern nicht wesentlich verschieden sein werden.

BENUTZTE LITERATUR

(a) Geologie und Geophysik

(1) Ampferer, O. Geologische Probleme des Baues und der Erhaltung von Talsperren. Die Wasserwirtschaft 1933, S. 247.
(2) Heise-Herbst, F. Bergbaukunde 5. Auflage 1923.
(3) Keilhack, K. Lehrbuch der praktischen Geologie 4. Auflage 1922.
(4) Leppla, Geologische Vorbedingungen der Staubecken. Zentralblatt für Wasserbau und Wasserwirtschaft 1908.
(5) Ambronn, R. Methoden der angew. Geophysik. Wissenschaftl. Forschungsberichte, Dresden 1926.
(6) Angenheister, G. u.a. Angewandte Geophysik. Bd. 25, Teil 3 im Handbuch der Experimentalphysik, Leipzig 1930.
(7) Gutenberg, B., Lehrbuch der Geophysik, Berlin 1929.

(8) Haalck, H. Lehrbuch der angew. Geophysik, Berlin 1934.
(9) Marquardt, E. Die Methoden der angew. Geophysik und ihre Bedeutung für die Wasserwirtschaft. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927.

(*b*) *Technik*

(10) Bieske, E. Bohrbrunnen, Berlin 1929.
(11) Ehrenberg, J. Geräte zur Entnahme von Bodenproben für bodenphysikalische Untersuchungen. Bautechnik, 11. Jahrgang, Heft 24.
(12) Grünewald, J. Beobachtungen über die Unterströmung von Staudämmen auf durchlässigem Untergrund. Bautechnik 1933.
(13) Koehne, W. Grundwasserkunde. Stuttgart 1928.
(14) Redlich-Terzaghi-Kampe. Ingenieurgeologie. Berlin 1929.
(15) Rhiza, Fr. v. Die Gewinnungsfestigkeit der Erd- und Felsmassen in Einschnitten. Zentralblatt der Bauverwaltung 1889.
(16) Terzaghi, K. v. Sickerverluste aus Kanälen. Die Wasserwirtschaft 1930.
(17) Seifert, R. Untersuchungsmethoden, um festzustellen, ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau eines Erddammes eignet. Mitteilungen der Pr. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 14, 1933.
(18) Seifert, Ehrenberg u. a. Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden? Mitteilungen der Pr. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 20, 1935.
(19) Schoklitsch, A. Der Wasserbau. Wien 1930.
(20) Walch, O. Stau- und Kanaldämme aus Erde und Fels. Berlin 1933.
(21) Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband. Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren. Mittlg. des Deutschen Wasserwirtschaft- und Wasserkraftverbandes Nr. 28, 1930.
(22) Ziegler, P. Der Talsperrenbau. Berlin 1925.
(23) Schweizerische Bauzeitung 1936, Bd. 107, Nr. 8.
(24) Bautechnik 1933, Heft 32, S. 449 (Dipl. Ing. Grünewald).

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Prüfung von Talstrecken auf ihre Eignung zur Anlage von Stauwerksanlagen ist den Untergrundverhältnissen die größte Beachtung zu schenken. Der Untergrund muß eine sichere Gründung eines Staukörpers mit möglichst geringen Mitteln zulassen und die Wasserverluste aus dem Stauraum durch Versickerung müssen in praktisch zulässigen Grenzen gehalten werden können.

In der vorstehenden Abhandlung ist angegeben, nach welcher Richtung hier die Untersuchungen zur Erforschung des Aufbaues des Taluntergrundes zu führen sind:

Morphologische Studien unterrichten über die Entstehungsgeschichte des Tales und seiner näheren Umgebung.

Zur Ergänzung der allgemein geologischen Vorerhebungen dienen die verschiedenen Aufschlußverfahren, das Schürfen und Bohren und die geophysikalischen Untersuchungen, wie Schweremessungen, Messungen der radioaktiven Wirkung, seismische und elektrische Messungen.

Über die Verwendung dynamischer Messungen bei der Baugrunduntersuchung unterrichtet ein Beitrag der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, der im Abschnitt II B 3 wiedergegeben ist.

Teils durch Untersuchungen an Ort und Stelle, teils durch Prüfung von Bodenproben im Laboratorium sind die bautechnisch wichtigen Eigenschaften des Taluntergrundes zu bestimmen:

Für die Aufstellung der Kostenanschläge, bei Vertragsabschlüssen mit Unternehmern u.s.f. ist es von größter Wichtigkeit, die Festigkeitseigenschaften der abzubauenden Böden so genau wie möglich

anzugeben, damit wirtschaftliche Schädigungen sei es für den Bauherrn oder für den Unternehmer vermieden werden. Neben der *Gewinnungsfestigkeit* sind Erschwernisse durch Grundwasserverhältnisse, klimatische Wirkungen u.s.f. zu berücksichtigen.

Weiter ist es wichtig, den Untergrund in Bezug auf *Wasserdurchlässigkeit* zu untersuchen. Zur Messung des unterirdischen Wassers dienen die Grundwasserpegel. Die Durchlässigkeit des Wasserführers wird entweder an Ort und Stelle durch Probegrundwasserabsenkungen geprüft oder im Laboratorium an Bodenproben, die in möglichst ungestörtem Zustande in Schürfgruben oder Bohrungen entnommen werden. Ebenso sorgfältig wie für den Untergrund ist auch die Durchlässigkeit der Schichten in den Flanken des Dammes nachzuprüfen, um jeder Umläufigkeit des Dammes möglichst begegnen zu können. Die Verfolgung des im Untergrund fließenden Wassers zur Feststellung von unterirdischen Zusammenhängen von Oberflächenwässern, Grundwassergerinnen und auftretenden Quellen geschieht mittels Färbemethoden. Schließlich ist auch die chemische Zusammensetzung des Wassers nachzuprüfen, ob es angreifend auf Beton oder Eisen wirken könnte.

Die Prüfung der *Tragfähigkeit* des Untergrundes erstreckt sich bei Gründungen auf Fels auf die Klarlegung der Gesteinsbeschaffenheit in Bezug auf Druckfestigkeit und Klüftigkeit. Für massive Sperren gilt die Regel, daß der Elastizitäts- und Gleitmodul des Gesteins möglichst gleichmäßig und nicht wesentlich geringer sein soll als der des Mauerwerks. Den hydrostatischen Auftriebswirkungen in offenen Spaltsystemen ist Rechnung zu tragen. Bei der Gründung auf unverfestigten Sedimenten sind die Zusammendrückbarkeit und die Schubfestigkeit der Böden zu bestimmen. Der Grundbruchgefahr ist besonders zu begegnen.

In dem letzten Abschnitt wird gezeigt, welche Regeln für das sichere Einbinden des Talsperrenkörpers in den Untergrund zu beachten sind. Es werden drei Fälle unterschieden:

(1) Felsen in erreichbarer Tiefe vorhanden,
(2) Felsen in größerer Tiefe oder gar nicht vorhanden,
(3) undurchlässige Schichten im Untergrunde nicht vorhanden.

Die Angaben sind durch zahlreiche Beispiele erläutert, und es werden im wesentlichen die Erfahrungen wiedergegeben, die bei den deutschen Staudämmen gesammelt worden sind.

SUMMARY

The underground conditions must be given the greatest attention in the examination of valley tracts to determine their suitability for the establishment of water power constructions. The underlying soil must permit a secure foundation for a dam with as little work as possible and should keep the loss of water through seepage within practical limits.

The steps to be taken in the examination of the underlying soil are given.

Morphological studies reveal the history of the formation of the valley and its immediate surroundings.

The various sources of information such as prospecting, drilling, and the geophysical examinations, the weight measurements, meas-

urements of radio activity and seismic and electrical measurements serve to complete the general geological survey.

A contribution of the Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (German Research Institute for Soil Mechanics) demonstrates the use of dynamical measurements in testing the foundation material.

The properties of the underlying soil important for the construction work are to be determined partly by means of local examinations, and partly through laboratory tests.

In calculating costs in drawing contracts, it is most important to determine the stability of the ground to be excavated as accurately as possible in order that commercial losses, whether to the owner or to the contractor, may be avoided. Next to resistance to excavation, difficulties arising through groundwater conditions, climatic influences, etc., have to be taken into account.

It is further important to examine the underlying soil with respect to its resistance to the seepage of water. Groundwater gages serve to measure subterranean water. The permeability of the water-conducting strata might be tested, either at the location itself by means of measuring the fall of the groundwater level, or in the laboratory with soil samples, which have been taken from prospecting excavations or drillings as undisturbed as possible. The permeability of the layers on the flanks of the dam is to be determined just as carefully as those of the underlying soil in order to obviate so far as possible a circulation around the dam. The tracing of flowing underground water in order to ascertain subterranean connections between surface waters, groundwater channels and wells is to be made by means of color methods. Finally, the chemical composition of the water has to be tested to determine if it can attack concrete or iron.

The testing of the supporting capacity of the underlying soil in case of rock foundations includes the determination of the rock properties with respect to resistance to pressure and fissures. For massive dams the rule is that the elasticity and sliding modulus of the rock should be as uniform as possible with, and not essentially less than, that of the dam structure. The hydrostatic buoyancy effect in open fissure systems must be taken into account. The compressibility and shearing strength of the ground must be determined for foundations on unsupported sediments. The danger of ground breakage must be especially dealt with.

In the last chapter of the paper there are shown the principles which should be considered in obtaining a secure bond between the dam body and the underlying soil. Three cases are distinguished:

1. Rock present in reachable depth.
2. Rock at greater depth or not present at all.
3. Watertight layers not present in the underlying soil.

The problems are explained by means of numerous examples, and the experience gathered in German dam construction is fully reported.

RESUME

Lorsqu'on examine des parties de vallées pour déterminer si elles conviennent pour la construction de barrages, il faut attacher la plus grande importance à l'état du sous-sol. Ce dernier doit permettre

une fondation du corps de barrage bien assurée avec le moins de moyens possible, et les pertes d'eau par infiltration du réservoir de retenue ne doivent pas dépasser les limites admissibles en pratique.

On indique dans ce rapport la direction dans laquelle il convient de diriger les recherches concernant la structure du sous-sol de la vallée.

Des études morphologiques renseignent sur l'histoire de la formation de la vallée et de ses environs.

Pour compléter les connaissances géologiques préalables d'ordre général, on a les diverses méthodes d'investigation, les fouilles de recherches, les sondages et les examens géophysiques, tels que les mesures de gravité, les mesures de l'effet radio-actif, les mesures séismiques et les mesures électriques.

Une contribution de la Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, reproduite sous II B 3, renseigne sur l'application de mesures dynamiques pour l'examen du terrain.

Au point de vue de la technique de la construction, les principales qualités du sous-sol de la vallée doivent être déterminées en partie par des recherches sur place et en partie par des recherches sur échantillons du terrain effectuées dans le laboratoire.

Pour l'établissement des devis et des contrats à passer avec les entrepreneurs, etc., il est très important d'indiquer avec la plus grande précision possible les qualités de résistance des terrains à exploiter, afin d'éviter que celui qui fait construire ou l'entrepreneur ne subissent des dommages pécuniaires. Outre la *résistance à l'exploitation*, il faut considérer les difficultés provenant des conditions relatives à l'eau de fond, les effets du climat, etc.

En outre, il est important d'examiner le sous-sol au point de vue de sa *perméabilité à l'eau*. Pour la mesure des eaux souterraines, on se sert des indicateurs de niveau d'eau de fond. La perméabilité de la couche aquifère se détermine soit sur place par des abaissements d'essai de la nappe souterraine soit dans le laboratoire sur des échantillons du terrain pris si possible à l'état intact dans des fouilles de recherches ou des sondages. Il faut vérifier avec non moins de soin la perméabilité des flancs du barrage, afin d'éviter le plus possible toute circulation d'eau dans la dique. Au moyen de méthodes utilisant des substances colorantes, on peut suivre l'eau coulant dans le sous-sol, pour déterminer les relations souterraines existant entre les eaux de surface, les flux d'eau de fond, et les sources. Enfin, il faut également vérifier la composition chimique de l'eau et examiner si elle est suceptible d'attaquer le béton ou le fer.

L'examen de la *force portante* du sous-sol s'étend, pour les fondations sur roches, à la détermination de la nature des roches au point de vue de la résistance à la pression et des fissures. S'il s'agit de barrages massifs, on doit appliquer la règle d'après laquelle le module d'élasticité et de glissement de la roche doit être le plus uniforme possible et ne doit pas être beaucoup moindre que celui de la maçonnerie. Il faut tenir compte des effets de montée hydrostatique dans les systèmes de fissures ouverts. Pour les fondations sur sédiments non renforcés, il faut déterminer la compressabilité et la résistance à la poussée des terres. Il faut tout particulièrement écarter le danger de rupture fondamentale.

Dans le dernier chapitre on donne les règles qu'il faut observer pour avoir l'encastrement du corps du barrage assuré dans le sous-sol. On distingue trois cas:

(1) Roches se trouvant à une profondeur accessible,

(2) Roches se trouvant à une plus grande profondeur ou n'existant pas dans le sous-sol,

(3) Sous-sol sans couches imperméables.

Ces données sont expliquées par de nombreux exemples. En outre, le rapport reproduit essentiellement les connaissances recueillies en pratique sur des barrages allemands.

RESUMEN

Al examinar las secciones de los valles para determinar si son apropiadas para la construcción de presas debe darse la mayor importancia al estado del subsuelo. Este último debe permitir una fundación bien asegurada del cuerpo de la presa con la menor cantidad de medios posible, y las pérdidas de agua por filtración del depósito de embalse no deben exceder los límites que en la práctica son admisibles.

La memoria indica la dirección hacia la cual conviene dirigir las investigaciones referentes a la estructura del subsuelo del valle.

Los estudios morfológicos revelan la historia de la formación del valle y de sus contornos.

Para completar los conocimientos geológicos preliminares de orden general se cuenta con los métodos diversos de investigación, las excavaciones de prueba, los sondeos y los exámenes geofísicos, tales como las medidas de gravedad, las medidas del efecto radioactivo, las medidas sísmicas y las medidas eléctricas.

Una contribución de la Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik reproducida bajo II B 3 demuestra la aplicación de medidas dinámicas para el examen del terreno.

Desde el punto de vista de la técnica de la construcción las principales propiedades del subsuelo del valle deben determinarse por medio de ensayos sobre el terreno mismo y también por ensayos en el laboratorio con muestras del terreno.

Para determinar los costos y formular los contratos es muy importante indicar con la mayor precisión posible la calidad de resistencia de los terrenos que se van a explotar, a fin de construir solamente lo que se deba y que el contratista no sufra daños pecuniarios. Por otro lado es necesario considerar además de la resistencia a la explotación las dificultades provenientes de las condiciones relativas a las aguas subterráneas, los efectos del clima, etc.

Es además importante examinar el subsuelo con referencia a su permeabilidad al agua. Para medir las aguas subterráneas se usan aparatos indicadores del nivel del agua. La permeabilidad del estrato conductor de agua se determina en el sitio mismo por ensayos con la capa subterránea o en el laboratorio con muestras del terreno tomadas, si posible, en estado intacto en las excavaciones de ensayo o en los sondeos. Se debe también determinar con no menos cuidado la permeabilidad de los flancos de la presa a fin de evitar lo más posible toda circulación de agua en el dique. Por medio del uso de materias colorantes se puede seguir el curso de las aguas que corren en el subsuelo y determinar las relaciones subterráneas existentes

entre las aguas de la superficie, las corrientes de aguas en el fondo y los manantiales. En fin, es igualmente indispensable verificar la composición química del agua y ver si la misma puede atacar el hormigón o el hierro.

El examen de la resistencia del subsuelo al tratarse de fundaciones sobre rocas incluye la determinación de la naturaleza de las rocas bajo el punto de vista de resistencia a la presión y a las grietas. Si se trata de presas macizas, se debe aplicar la regla según la cual el módulo de elasticidad y de deslizamiento de la roca debe ser lo más uniforme posible y no debe ser mucho menor que el de la mampostería. Se debe tener en cuenta los efectos de la flotación hidrostática en los sistemas de grietas abiertas. Para las fundaciones sobre sedimentos no reforzados, es necesario determinar la compresibilidad y resistencia a la presión del terreno. Muy particularmente hay que evitar el riesgo de rupturas fundamentales.

En el último capítulo se mencionan las reglas que hay que observar para asegurar el enlace entre el cuerpo de la presa y el subsuelo. Se dan tres casos distintos:

(1) Rocas que se encuentran a una profundidad accesible.

(2) Rocas que se encuentran a una profundidad mayor o que no existen en el subsuelo.

(3) Subsuelo sin capas impermeables.

Los problemas son explicados por medio de numerosos ejemplos. Por otro lado, la memoria reproduce esencialmente los conocimientos adquiridos prácticamente en presas alemanas.

D15

QUESTION VI
BROMEHEAD
GREAT BRITAIN

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

GEOLOGY OF RESERVOIR-DAM SITES*

By C. E. N. Bromehead

District Geologist, Geological Survey and Museum

FOREWORD: By Dr. Bernard Smith, F. R. S.

Director, Geological Survey and Museum,

Great Britain

The importance of geology in the choice of dam sites can hardly be overestimated. The character of the rocks, their structure and their relations to one another may all be vital factors, ignorance or misinterpretation of which may result in wastage running into millions of pounds.

The following short paper dealing with some examples from Great Britain, illustrating various aspects of the question, has been prepared by Mr. C. E. N. Bromehead, district geologist. Acknowledgments are due to a number of water engineers and consultants who have kindly allowed us to make use of unpublished material.

Dams are obviously placed in areas of comparatively high relief, which in Britain generally implies those occupied by older rocks, usually of Palaeozoic age. Such areas have, however, been greatly modified by ice action in the glacial period, the deposits of which may be advantageous or the opposite according to their composition and distribution in relation to the "solid" rocks.

I. Solid Rocks

The important features in the solid rocks are (1) the porosity (2) joints (3) faulting or other disturbances. A minor point is the supply close at hand of stone suitable for construction work.

(1) It is obvious that the presence of a porous rock at the site of a reservoir dam may lead to serious leakage. The Corporation of

*La géologie des emplacements des barrages pour réservoirs.
Die Geologie von Stauwerk-Ausbaustrecken.
La geología de los emplazamientos de presas de embalse.

Kingston-upon-Hull (Hull, Yorkshire) recently decided to construct a storage reservoir in one of the dales (valleys) traversing the moorland country west of Scarborough. Several sites were chosen by the water engineer as topographically suitable, and he then got in touch with the Geological Survey as to which of these sites was the most suitable geologically; i. e.; where the dam trench could be cut in impervious rock. A site in Farndale was finally adopted by the corporation, on the recommendation of a consulting geologist and the necessary works have now been authorized. As long ago as 1892 a scheme was put forward for storage reservoirs in the Upper Thames basin to supply London. A geological report on the sites selected was printed; it recommended two as completely watertight, others as requiring small amounts of puddling or the construction of wing trenches and condemned the remainder on account of the porosity of certain Jurassic rocks.

The degree of porosity is not always a matter of certainty without special local investigation. The Rough Rock of the Millstone Grits is an excellent stone for constructional work; where exposed it is a highly porous sandstone, but, as often happens with similar stone, under cover there may be sufficient cementing material between the grains to reduce porosity to a low figure. In such cases, however, jointing may still render it unfit for foundations. Even granite may sometimes be pervious to water—witness the custom prevalent in south-west England, Brittany, etc., of sheathing granite-built houses with a covering of slate shingles.

(2) Most of the harder rocks are jointed, even at considerable depth below surface. In the Howden Dam in the Derwent valley (Derbyshire) open joints up to 9 inches wide and 6 feet high were found 500 feet into the side of the hill under a cover of 250 feet: wing-trenches were necessary to overcome leakage. In Weardale (Co. Durham) the foundations of the Burnhope Dam were in Yoredale rocks, mainly shales but including beds of freely jointed sandstone and limestone. By means of trenches and core borings it was proved that, although the sandstone and limestone underlay much of the reservoir site, they were under an ample cover of shale and nowhere reached the surface. A disastrous failure occurred in 1852 at the Bilberry Reservoir, Holmfirth, Yorkshire. Here the Kinderscout Grit is much jointed; water flowing in these joints washed out the bank and prevented the reservoir from filling until in time of flood it not only reached the top level but then washed the whole embankment down the valley; the town of Holmfirth was flooded with great damage and some loss of life. Such an igneous rock as granite may often be affected by water-bearing joints and, especially in unglaciated areas, be decomposed to great depths. Much trouble resulted from this cause at a reservoir on Dartmoor (Devon). The oldest rocks are often the best consolidated and least jointed, and dams founded on them are usually the cheapest.

(3) It is impossible to generalise on the effects of faults and other disturbances on sites for reservoirs; a simple fault may bring a pervious bed in contact with an impervious one; such a contact may be sufficient to make or mar the site according to the direction and position of the fault and the dip of the beds affected. In the Burn-

hope Reservoir, mentioned above, the site is crossed by an important zone of disturbance, which might well have afforded access for the water to the sandstone underlying the dam. Fortunately the downstream margin of the disturbed area is a fault which apparently seals the sandstone from any contact with the surface; water to a depth of 70 feet has now (December 1935) been impounded and so far this bed has caused no leakage at the dam site below. Again a fault traversing impervious strata may itself be brecciated and open and so serve as a channel for leakage; and the reverse is equally possible. In 1929 the Geological Survey was consulted as to two dam sites selected by a water engineer; both were condemned on account of faulting; in one case the proposed dam actually lay along a line of faulting which brought two pervious sandstones against each other. Favourable sites nearby were pointed out where the dams could be built in unbroken shale, but owing to the economic depression no work has yet been done. Even where a fault is itself watertight the movement may have had the effect of opening rocks which are otherwise impervious. Although the effect of a fault may be in itself advantageous, it is a rare coincidence for its position to be such as the engineer would desire.

Disturbances of recent geological date, though comparatively superficial, are frequently of greater import than faults; of these landslips are the more usual type. In a steep-sided valley suitable for a reservoir one side or both has nearly always been affected by landslips; a sound bottom for the dam trench may be found, but its ends then present great difficulties. The Woodhead Dam in Longdendale, made for the Manchester Corporation, is a good example. A dam was actually completed in landslipped material, but the leakage was so serious that it was abandoned; a fresh site close at hand was chosen, and after an extensive programme of boring, occupying 8 years, had been carried out, a good bottom in impervious shale was found. One end was again in a landslip; the difficulty was overcome successfully by taking a heading into the hillside for a distance of 351 feet, over 450 feet from the margin at top water-level. Even this second site has been described by the late Herbert Lapworth as "extremely bad." At the Broomhead Reservoir for the Sheffield corporation landslips have been the cause of a great increase in cost; when the reservoir was first filled to 20 feet below the intended top water-level, runs of water on the downstream side of the dam increased from 900,000 to about 2,478,000 gallons per day, and the slips showed considerable movement. The remedial works undertaken appear to have been successful, but have accounted for an expenditure of approximately £215,000 out of a total of just over £2,000,000 spent on the scheme.

It is now generally known that, whatever the cause, the strata at the bottom of a valley are often distorted and crumpled to a depth of 100 feet or more. This phenomenon may be allowed for in deciding the depth to which foundations should be taken, but it frequently has a secondary effect. The crumpling implies movement from beneath the sides towards the middle of the valley; such movement may open the bedding planes of strata normally impervious. At Langsett, near Sheffield, shales were contorted to a depth of over

120 feet. The contorted material did not give out much water, but the apparently undisturbed material at the sides gave 30,000 gallons per hour from the bedding planes. This danger may be foreseen from the results of trial bores if the cores show signs of horizontal slickensides; in the Derwent Valley (Derbyshire) such slickensides were noticed "hundreds of feet" into the side of the hill. The presence of a resistant stratum may prevent movement of this kind. Movement as at Langsetts had not occurred at another site in the same valley, where the Rough Rock Grit is present below the shales and has protected them.

II. Drift Deposits

The importance of superficial material of glacial or later origin lies sometimes in its character, more often in its relationship to the underlying solid rocks.

(1) All glacial deposits are liable to rapid changes of character which cannot be foreseen and must be investigated thoroughly by boring or sinking. In the Silent Valley (Co. Down, Ulster) preliminary boring led to the expectation that a solid granite foundation would be reached at a depth nowhere exceeding 50 feet. Construction was begun and an expense of £400,000 already incurred when it was found that the maximum depth to solid rock was 180 feet and that the drift included running sand with very heavy water. Great engineering difficulties had to be overcome in building the dam from this depth. The mistake lay in the fact that trial borings had struck large boulders of granite which were taken to be solid rock. Had more extensive exploration been made, a more favourable site could have been found and a reservoir constructed at much less cost.

In favourable circumstances boulder-clay may be excellent for the foundations of an embankment or for the ends of a masonry dam founded on solid rock. Boulder-clay occupying a valley is, however, often underlain in the centre line by a deposit of coarse gravel. This may communicate with the surface upstream and act as a water-channel, thus undermining the whole structure. At Llannefydd, Wales, preliminary survey suggested that a bed of boulder-clay occupied the whole width of the valley not more than 13 feet below surface. Trial shafts showed a great thickness of open gravel beneath, acting as a water-channel; the foundations of the dam had to be taken down to solid rock at a maximum depth of 122 feet. Neglect of thorough investigation has led to many dam disasters in various parts of the world from causes similar to the above. The Font Dam for Tynemouth may be cited as an example of the successful foundation of an earth-embankment on boulder-clay; "Lake Vyrnwy", mentioned below, has a masonry dam founded on solid rock but abutting at one end into boulder-clay.

(2) A general knowledge of glacial geology may prove invaluable. When the Vyrnwy Reservoir was suggested the late G. F. Deacon deduced that the site had been that of a glacial lake. In such lakes, e. g. Lake Bala, the water may be held up in a rockbasin by a barrier of solid rock. By nearly 200 borings and shafts Deacon located the Vyrnwy rock-barrier beneath a thin cover of drift; by placing his dam on this foundation, from which the cover of drift thickened both up and down stream, he reduced the cost to a minimum. It

has been calculated that, had the dam been placed 200 yards above or below his site, the additional cost would have been three to four hundred thousand pounds.

Again, a glacialist is familiar with the fact that a deep glacial or preglacial channel may be filled with gravel and boulder-clay, which in turn is overlain by hill-wash or alluvium, leaving no trace of its existence visible at the surface. At the Yarrow Reservoir for Liverpool Water Works a drift-filled channel was known to exist, and allowance was made for the presence of coarse gravel at the bottom. It was impossible, without systematic boring, to anticipate that a second such channel existed in the side of the valley. In the Ochil Hills (Perthshire) a reservoir built in 1910–11 proved to be leaking. A central channel had been known, but a lateral channel had not been discovered. The consequent leakage was cured by a supplementary puddle-trench, cutting off the latter.

Enough has been said to show the value of an intimate knowledge of the local geology to those responsible for the construction of reservoirs and the necessary dams. All available knowledge should be obtained and, in almost every case, supplemented by careful exploration by means of boreholes or shafts. The Geological Survey of Great Britain is constantly proving useful in this matter. Not only are the published maps and memoirs used by engineers, but many cases could be quoted where unpublished maps have been copied and the staff has been consulted. Advice was sought on the proposed Severn barrage and the only site having a suitable foundation located. For the Haweswater Dam the view of a Survey geologist favouring the existence of a rock-basin proved correct; he also advised as to the probable thickness and distribution of drift, the amount of strong dolerite available for constructional work, the significance of belts of broken and rotten rock and the treatment suggested for dealing with these.

In another case in Cumberland, it was pointed out by the Survey, old coal workings in the side of the hill both above and below the proposed dam would be below the reservoir water level. A new site was suggested, 400 yards downstream, outside the mined area. Here shallow trenches showed a bed of clay at a depth of 5 feet on which it was proposed to construct the dam. The geologist pointed out that the thickness of superficial deposits had not been proved and that underneath the clay there might be water-bearing beds of gravel. This was found to be the case, the solid rock being at a depth of 50 feet from surface. Construction of this dam has not yet started. The examples given above are typical of many.

In conclusion it may be pointed out that geological conditions are not necessarily paramount; compensating advantages may be great enough to justify the cost of extensive works, provided that the geology is understood and allowance made for the difficulties. A remarkable instance is the Ardsley Reservoir (Yorkshire) completed for the Wakefield corporation in 1888. The site was riddled with workings in the Haigh Moor coal seam; shafts within the area of the reservoir were in communication with adit-levels in the side of the valley below the site of the dam. The puddle-trench for the latter was taken down below the coal seam and a ring puddle-trench was

constructed to the same depth, joining the dam trench and so enclosing a large part of the area to be covered by water. For this purpose a pillar of coal had to be purchased. In spite of the cost of this extraordinary, and perhaps unique, expedient the compensating advantages, including proximity to Wakefield, were such that the cost per million gallons of water available was quite reasonable and the reservoir may be regarded as entirely satisfactory.

SUMMARY

Sites are discussed in relation to (A) solid rocks, (B) drift. Under A the importance of (1) porosity, (2) joints, (3) faulting and other disturbances is discussed; under B that of (1) the character of the deposits, (2) their distribution in relation to the solid rocks. Under each subheading the main principles are outlined and examples given of reservoirs where difficulties have either been successfully overcome or have led to failure. It is pointed out that only complete knowledge of the local geology will indicate the most economic site and method of construction; even when other factors fix the approximate site of a dam and the geological conditions are poor, difficulties are better and more cheaply overcome if they are foreseen than if they are only discovered after work has begun. The importance of exploratory boring, when the conditions cannot otherwise be determined by a competent geologist, is stressed; but in many cases the knowledge available through the services of the Geological Survey can prevent the wastage of large sums of money.

RESUME

On étudie la question des emplacements en ce qui concerne: (A) les roches compactes, et (B) les materiaux charriés.

Sous (A), on traite de l'importance: (1) de la porosité, (2) des fissures, (3) des failles et autres défectuosités.

Sous (B), on traite: (1) du caractère des alluvions, et (2) de leur distribution par rapport aux roches compactes.

Sous chacune de ces divisions, les plus importants principes sont donnés ainsi que des exemples des réservoirs où l'on a rencontré des difficultés, qui ont été surmontées avec succès ou qui ont conduit à des échecs. On fait remarquer que seule une connaissance complète de la géologie locale permet de choisir l'emplacement et le mode de construction les plus économiques; même si d'autres considérations ont fait choisir l'emplacement du barrage et que les conditions géologiques en soient mauvaises, les difficultés sont surmontées plus facilement et plus économiquement si elles ont été reconnues avant le commencement des travaux plutôt qu'après.

On souligne l'importance des sondages d'exploration dans les cas ou les conditions ne pourraient être déterminées autrement par un géologue compétent. Toutefois, il y a bien des cas ou l'on éviterait le gaspillage de sommes considérables, si l'on mettait à profit les connaissances mises à la disposition par le Service des Études Géologiques.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Baustellen werden mit Bezug — (A) auf dichte Felsen, (B) auf Geschiebegestein, untersucht. Unter (A) wird die Wichtigkeit hervorgehoben — (1) der Porosität, (2) der Fugen, (3) etwaiger Fehlerhaftigkeit oder sonstiger störenden Umstände — und uhter (B) (1) die Bedeutung der Natur der Ablagerungen, (2) deren Verteilung in Bezug auf den festen Felsen.

Die Haupt-Probleme werden unter jeder Unterabteilung angedeutet und Beispiele von Sammelbecken werden angegeben, wo man entweder die Schwierigkeiten überwunden hat oder auch wo diese einen Misserfolg verursacht haben. Es wird hervorgehoben, dass die wirtschaftlichste Baustelle resp. Bauweise allein durch eine gründliche Kenntniss der örtlichen geologischen Verhältnisse angegeben werden können; selbst wenn andere Umstünde die Lage des Dammes mehr oder weniger bestimmen, und wenn die geologischen Verhältnisse nur wenig befriedigend sind, so kann man die Schwierigkeiten auf bessere Weise und weniger Unkosten überwinden, wenn man diese vorausgesehen hat, als wenn man sie erst nach Beginn der Arbeiten entdeckt.

Wenn die Verhältnisse von einem sachverständigen Geologen sonst nicht festgestellt werden können, wird auf die Wichtigkeit von Probebohrungen Nachdruck gelegt; in vielen Fällen aber können die Auskünfte, die von dem staatlichen geologischen Vermessungsbureau zu erwerben sind, die Vergeudung von grösseren Summen verhindern.

RESUMEN

Se discuten los emplazamientos con relación a (A) Rocas sólidas, (B) Terrenos de transporte. Bajo A. se discute la importancia de: (1) porosidad, (2) uniones, (3) fallas y otros defectos; bajo B se discute (1) la naturaleza de los depósitos y (2) su distribución con relación a las rocas sólidas. Bajo cada sub-capítulo se hace una descripción de los principios esenciales; se facilitan ejemplos de depósitos en los cuales las dificultades han sido salvadas con éxito, y también de casos en que las dificultades han contribuído al fracaso. Se hace resaltar que tan sólo un conocimiento completo de la geología local indicará el emplazamiento más económico y el mejor método de construcción; aun cuando otros factores determinen el emplazamiento aproximado de una presa y las condiciones geológicas sean de una naturaleza pobre, las dificultades pueden ser salvadas de manera más satisfactoria y más económica si ya han sido previstas, que en los casos en que solamente se descubren después de haber principiado las obras. Se hace resaltar la importancia que tiene el que se emprendan sondeos exploratorios en los casos en que las condiciones no puedan ser determinadas en otra forma por un geólogo competente; pero en muchos casos, los conocimientos que pueden optenerse por intermedio del Servicio de Estudios Geológicos pueden evitar la pérdida innecesaria de grandes sumas de dinero.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

GEOTECHNICAL STUDY OF FOUNDATION MATERIALS FOR DAMS*

ING. DOTT. FERDINANDO PAGLIARO

Italy

INTRODUCTION

Italy was probably the first country, and certainly one of the first, to study the foundations of dams. In 1886 the Italian Agricultural Department commissioned a committee of experts to make an investigation of this subject, and to report results. The first Italian regulations concerning the characteristics of rocks forming the foundations of dams were issued as early as 1886, and specified that the foundation rock should be "solid, resistant, and impermeable." Today these regulations seem rather restrictive because, naturally, rocks rarely meet all three requirements, necessitating the correction of defects by the builder. Solid rock (granite, porphyry, etc., which in principle meet these requirements) always presents cracks and changes due, for instance, to climatic action.

However, since the regulations of 1886, others have been added, so that today the Italian plan of geotechnic investigations may be considered complete. The regulations now in force, as stated in the act of October 1931, No. 1370, give precise information about the investigations, without specifying their quality, because it is impossible to give full details in a regulation, and methods are liable to improvement and variation.

It is necessary to divide investigations into three classes: (*a*) Surface investigations, (*b*) subsoil investigations, and (*c*) investigations of the whole mass.

**Étude géotechnique des matériaux de fondation des barrages.*
Geotechnisches Studium von Fundamentsböden für Talsperren.
Estudio geotécnico de los terrenos de fundación para presas.

[TRANSLATION FROM THE ITALIAN.]

In general, these investigations are made for the preparation of the preliminary scheme of the dam. Their aim is to determine two main qualities of the rock—impermeability and strength.

A distinct separation between impermeable and permeable rocks is not possible, and, in principle, only a scale of permeability may be determined.

In the first class—impermeable rocks—are usually included solid granites, gneiss, serpentines, micaceous schists, clay slates, flaky clays, clay banks, clay sand, and marls. Sometimes in this class are included also the lithoidal tuffs belonging to the group of volcanic rocks, which, however, vary a great deal in their permeability. In fact, from the impermeability of the above-mentioned tuffs, and from the cement or clay tuffs, we arrive at the semipermeability of disintegrated tuffs, and the permeability of pozzolana and bare lava. We note, moreover, that the truly solid rocks, such as granites, porphyry, etc., nearly always show some cracks and sometimes also considerable changes owing to external or internal causes.

In a second class—semipermeable rocks—may be included clay-slate limestones; marl limestones and clay sandstones; varieties of not very solid granites and clay conglomerates; clay-cemented boulders: lime and nummulitic sandstones; and volcanic tuffs.

In a third class—permeable rocks—may be included slightly clay limestones, slightly marl limestones, nonclay sandstones, sands containing little clay, material from volcanic cones (ashes, slag, gravel of lava), dolomitic limestones, moraine deposits, alluvium embankments, and rock debris from mountain sides or valley deltas.

Worthy of mention are the dolomitic limestones, classified in many geology books among the permeable. Italian experience does not support this classification. Some of our important reservoirs on dolomitic limestone (Cancano, Comelico, Combamala, etc.), having dams founded on such rock, have proved satisfactory. Some geologists state that the impermeability of dolomitic limestone is due to the dip of the strata, in the sense that if the dip is strongly upstream, there is retention, while if the strata are horizontal or dip downstream, leakage occurs to the dam or banks. We did not find this to be correct, for example, with the Combamala Dam; although the rock on which the dam is founded has almost horizontal layers, no leakage occurs.

We now arrive at a fourth class—very permeable rocks: Crystalline limestones, fissured or aragonitic (travertines); some varieties of trachytes, bare lava, and, finally, boulder and quicksand deposits.

These investigations are directed more to determine the nature of the drainage basin in which the reservoir will be located than to determine that of the dam site. In fact, impermeability of the rock is of greater importance in determining the flow line than in locating the dam site. If the latter should not be originally perfect, it may be made so by proper solidification methods.

The second of the surface investigations concerns the strength of the rock. Generally speaking, we mean by this the strength of the rock as a lithological specimen, and nearly always it is assumed with

reference to compression. This is certainly not a resistance of the rock mass, but only a point of reference.

According to a classification similar to that made concerning impermeability, resistance also may be divided into four classes.

1. *Rocks with $R>750$ kg per cm² (where R is the breaking load by compression).*—Granites, syenites, compact limestones, some marbles, and porphyry. Besides the limestones, in group 1 are included the solid rocks originally named igneous, with orthoclase feldspars predominating in the old series with and without quartz. They are very good rocks if no changes have occurred; in fact, in granites and syenites, etc., the feldspars may change and also eventual inclusions of mylonite may be reduced to clay.

2. *Rocks with $750>R>400$ kg per cm².* These still offer good resistance values. To this group belong the massive rocks with plagioclasic feldspars predominating in the old series, the gneiss, and the less compact limestones. Among these are varying degrees of strength; for instance, travertine shows different values according to its geological composition. In order to determine the quality of limestone, its classification in one of the groups of compressive strengths is not sufficient, but the determination of various other elements (as, for instance, disintegration) is necessary. We must be careful also with stratified rocks of crystalline character because one of the greatest dangers to the stability of structures founded on such rock is sliding due to water penetration which causes alterations in the shining phyllites.

3. *Rocks with $400>R>200$ kg per cm².*—Travertines, sandstones, and conglomerates may be included. Some kinds of sandstone (clear stones and Florentine grey stones) offer resistances of considerably more than 400 kg, but it is often the case, especially in soils of the lower tertiary system, that sandstone embankments have micaceous and sandstone schists and sometimes clay slates or plastic clays. This considerably reduces the resistance of the rock.

4. *Rocks with $R<200$ kg per cm².*—In this classification are included the volcanic materials, slightly cemented, and the clays. Among the former we note the tuff rocks (phonolite, pumice stone and aluminiferous rock). Not included in this group are moraine rocks, casual deposits, coarse sands, sandy clays, etc.

Very interesting is the determination of resistance in relation to time. We may classify it thus: (*a*) Rocks with an ultrasecular duration—red porphyry, travertine, basalt, mountain limestone, marble and peperino; (*b*) rocks with a duration of nearly a century—fractured limestones and gneiss; (*c*) rocks with a duration of less than a century—conglomerates, clay slates, marls, etc.

Finally, another surface investigation concerns the determination of the specific weight of the rock.

Underground Investigations

The surface investigations may, however, be used only for the preparation of a preliminary scheme. Before preparing a definite scheme, it is necessary to make extensive investigations in order to know exactly the condition of the foundation rock and of the abutments of the dam. To begin the construction of the dam without first making borings,

investigations and geological studies will seem to be economical and to save time and money only to those who are not versed in the construction of dams. Geological variations are many and sometimes so extreme as to cause abandonment of the construction. In Italy, owing to well-trained builders and to Government supervision, we have for the last 10 years made extensive geological investigations before beginning excavations for dams, in order to avoid these variations.

The investigations comprise: (1) Geotechnical research, (2) core drilling, (3) excavation of shafts, (4) excavation of galleries, (5) investigation by geophysical methods.

1. In the geotechnical examination, the geologist—preferably one familiar with the locale—takes into account the local geotectonic structure, making a short geo-historical sketch. He points out the character of the strata (concordant or discordant, homogeneous or heterogeneous, synclinal or anticlinal), folding, dip and strike. He investigates the stratum thickness of the predominating rock and the thickness of intercluded strata, lithoclases with displacements or faults (isogonal, orthogonal, diagonal, conforming in dip and strike, dissimilar, contrary, etc.) and notes the extent and other characteristics of the faults. Moreover, the geologist points out the character of the valley, the stability of the banks, and the alluvial deposits.

2. In general, the above-mentioned researches do not give sufficient knowledge of the rock and it is, therefore, necessary to make borings. The more simple borings are made by rotating diamond core drills. Core-drill exploration gives useful information, especially with regard to the characteristics of the several strata. The bore holes are useful also for determining possible water-bearing strata and their extent.

We must note that drilling does not give, in general, full knowledge of the foundation material, but only information at certain points which, although near each other, always leave the sections between uninvestigated.

3. Investigation by shafts offers, doubtless, some advantages from the geological point of view. A shaft, having an opening of 2x2 m, may be descended in order to examine the kind of rock and its stratification, as well as other lithological and geological characteristics. Sometimes technical, and nearly always economic, considerations hinder the digging of shafts. However, we must consider also that, as regards shafts, the mathematical principle that three points determine a plane has a notable limitation in the geological field; for the strata planes not being geometrical planes but surfaces of various shapes cannot be determined by three points.

The axis of a stream never has a regular inclination, much less one which is parallel to that of the surface rock. The assumption of some geologists that, in correspondence to the narrowing of the bed, the depth of the sound rock (in situ) increases, is also inexact. However, by an intelligent arrangement of shafts, it is possible to have a fairly clear idea of the strata, and to determine the orientation of the dam in relation to the dip and strike of the strata.

4. Shafts very often terminate in galleries, although these may be constructed also in the open from the sides of the valleys. In such case, the galleries are nearly always approximately horizontal and penetrate the sides of the valley in a direction perpendicular to them.

Special circumstances may, however, suggest variations in profile or in plan. Usually, when in excavating the gallery perpendicular to the side of the valley the sound rock is reached, the excavation is extended at right angles for several meters upstream and downstream, like a head of a hammer.

The number of galleries depends on the size of the dam and on the geological information sought. By an appropriate combination of shafts and galleries, geological uncertainties may be reduced to the minimum.

5. For nearly 10 years, already known geophysical methods have been in use for underground geological research. We use today a great number of these methods:

(*a*) The method of direct determination of the resistance (Wolfsholz, Dikansky) which may be usefully applied to soft soils;

(*b*) The geo-electric method for measuring variations in resistance occurring among different contiguous geological formations. The electric resistance is a function of the degree of porosity of the rock and of the salt solutions contained in it.

Gneiss, crystalline schists, and eruptive stones have a resistance varying from 2×10^4 to 10^6 ohms per cm; sandstones, limestones, and sedimentary rocks have a resistance between 10^3 to 5×10^4 ohms per cm; clays, marls, sands, and alluvial deposits, varying from 50 to 1,000 ohms per cm.

One of the simplest methods for measuring resistance is to drive into the ground four electrodes ranged in line at equal distances l. The current I is supplied to both the end electrodes, while the two central electrodes are used for measuring the difference of the potential V. For a soil having a uniform resistance r we have

$$r = 2\pi l \frac{V}{I}$$

The ratio $\frac{V}{I}$ defines the resistance R between the two equipotential surfaces on which are placed the central electrodes.

As a matter of fact, the electric scheme is not so simple for eliminating some causes of errors. I mention, for example, the Gish-Rooney method, the Gall scheme, and that of Bieler-Watson.

There is, moreover, the magnetic static method, based on the measurement of the anomalies of the earth's magnetic field resulting from the different magnetic properties of rocks. The anomalies concern the differences in the values observed and those calculated from the four quantities—declination, inclination, and horizontal and vertical components of the earth's magnetic field.

There is also the gravimetric method (with the torsion balance) and the seismic method. Finally, there are the thermic methods and the radioactive (used more frequently for oil prospecting).

Consolidation

We have already pointed out that resistant and impermeable rocks, in a true sense, exist only in theory. Practically, as we mean by rock not a lithological specimen but the entire rocky mass, there exists always some defect—some diaclasis, some structural discontinuities, some stratigraphic dis-homogeneities for which either the resistance,

or often the impermeability, is subjected to more or less noticeable or interesting variations. Even when the foundation rock may be considered very good, there are always some special points to be considered and properly consolidated.

In Italy it is already a practice in dam construction to consider or carry out consolidation of the rock before placing the masonry of the dam. The most efficient consolidation method is cement injection. Then follow chemical injections, clay or asphalt injections, facings, cut-off walls. Since cement injections require a more extensive explanation, we will discuss first the other methods of consolidation.

Silicification.—This method is used for the consolidation of noncoherent soils, and consists of injecting into the soil two liquids which, reacting between themselves, form a sufficiently solid and impermeable mass. The two liquids are a solution of sodium silicate and a solution containing in suspension some substances capable of reacting with the first solution and forming a silicified compact mass which hardens quickly, for example aluminum sulphate, which gives a precipitate of gelatinous silica and a precipitate of aluminum silicate.

If the two solutions are injected at high pressure, the radius of action of the silicification is about 50 to 70 cm around the injection tube. If the soil to be consolidated has a thickness greater than 60 cm, it is necessary to proceed by successive zones having a depth equal to such thickness.

Separate injection of the two liquids is often difficult, and sometimes silicification is not continuous throughout the soil treated. However, we can use a mixture (discovered by an Italian firm) of two liquids so proportioned as to form a gelatinous precipitate soon after the mixing.

Clay injections.—In Italy clay injections were successfully used in connection with the hydroelectric plant of Mori on the Adige.

Consolidation with clay.—The system of closing holes in rock by means of clay has sometimes been employed. In general, this method has been completely unsuccessful, even if at first it gave an illusion of plugging.

Consolidation of masonry work.—In some cases, masonry work is consolidated by filling the cracks and holes with concrete. Heretofore, masonry has been made of broken stone; but this cannot satisfactorily be consolidated with concrete because the voids are usually too small. Consequently we make use of grouting inside the masonry, which is more satisfactory than using concrete.

Use of gunite.—Gunite, much used in current practice, is ordinarily applied uninterruptedly to the naturally or artifically smooth surface. In such case, it is necessary that the rock be previously prepared by filling the cracks, smoothing the strata, eliminating sharp bends, removing debris, etc. The cement, sprayed under pressure, adheres perfectly to the rock and forms a cement plaster as a protection against any water filtration.

Except in rare cases, mostly due to the inexperience of the workmen, the use of gunite has been successful. It is especially suitable for protecting the sides of a reservoir, which are subject not only to deterioration owing to atmospheric action, but also to the destructive action of consecutive filling and emptying. It is also suitable for making a bond between the foundation rock and the reinforced concrete of the dam.

Among the many cases of the most useful applications of gunite, we mention one that concerns the sides of a reservoir in Emilia (an Italian region) composed of a series of sandstone layers interlaid with argillaceous schist, both having a limited thickness. The layers had a slight inclination from the horizontal and were cut almost at right angles in the vicinity of the sides. The destructive action of precipitation and of the filling of the reservoir may change the rock and possibly modify its structural equilibrium. By using gunite these disadvantages have been totally avoided, and after 7 years the plaster is still in very good condition.

Cement injections.—Cement injections, in use for more than 10 years, have solved one of the most important problems of construction, that is, the problem of foundations. They also help to solidify the masonry and particularly the structures of the dam, for which a considerable compactness is necessary to insure impermeability.

It is also known that upstream cut-off walls provide better foundations for dams and protect against infiltrating water coming from the river bed. Such cut-off walls have not always been sufficient to prevent infiltration, if they had a depth less than that required, or if they were not well encased in the rock; and sometimes because they were not sufficiently thick. In such a case, it is possible with cement injections to form in continuation of the cut-off an impermeable curtain which penetrates the bottom and the sides of the excavation and reaches the solid and compact rock.

It may be observed, therefore, that the methods for consolidating the rock by means of cement injections can be divided into two groups: (*a*) Methods relating to the rock before beginning construction of the dam; (*b*) subsequent methods for bonding the masonry with the rock.

The technique of injections varies with the firm which makes them. The impermeable diaphragm desired may be obtained with one series of injections. Such hypothetical diaphragm is not sufficient for dams and reservoirs of greater importance. Therefore, a second series of injections is made, staggered in respect to the first series, in order that each hole of the second series should form an equilateral triangle with two contiguous holes of the first series. The pressures used in the injections of the second series are greater than those of the first, so that the second will fill up the possible imperfections of the first. With these two series of injections is formed not a simple impermeable curtain, but a thick diaphragm of positive impermeability.

It is well not to fill up all the holes one after the other, but to leave some of them to be filled up later at a higher pressure. Sometimes these holes form a third series close to the other two.

In strengthening rock abutments, if they are very high (that is, if they are affected by a very high dam) it is necessary to excavate horizontal galleries at different heights and to inject cement from the inner sides of the galleries. This avoids very long drill holes, as a length almost equal to the distance between two contiguous galleries is sufficient.

Cement injections have been made also to render earth dams impermeable; and they may likewise be used for rendering impermeable soft, noncoherent foundation soils.

Sometimes for dewatering the foundation rock there is no other means available than to construct upstream (and also downstream)

from the fixed section a cofferdam or an impermeable cut-off. In such case cement injections in the alluvial deposits may be successful without carrying out excavations and scaffoldings. In a weir near the Italian-Swiss boundary, this method was successfully employed. A series of injections made in an upstream and downstream zone between cross sections at right angles to the river bed rendered the alluvial deposits impermeable, upstream, to the water flowing in the river and, downstream, to the water discharged by the diversion tunnel. A small pump was sufficient to drain completely the excavation made for the foundations of the dam, and particularly that for placing the upstream cut-off wall.

With regard to injection pressures, we must add that, before adopting high pressure, it is necessary to consider the lithologic and geologic structure of the rock, in order to avoid moving the rock by the injections. In conglomerates, for example, a strong pressure could be harmful and result in damage to the foundation of the dam under construction. Sometimes, in the vicinity of the holes to be injected, the first block of masonry has been put in place, or some special construction exists (guardhouse, road, or other structure); excessive injection pressure might damage such structures severely, as it did in the case of a dam in Lombardy. In this case the first section of the dam had been put in place at the right bank, when it became necessary to inject the left bank. The injections were made at 80 atmospheres, the rock was consolidated, but the concrete of the dam showed some cracks.

On the other hand, a very low pressure confines the radius of action of the injections to a few decimeters, and, therefore, limits the extent of the consolidation, unless holes are drilled very near each other. Aside from the fact that this would be expensive, to drill the rock with many holes would weaken it. The same thing happens in riveting metallic plates together. The distance between the rivets must not be less than the minimum determined by the strength of the plates.

Even though the injected cement meets the above-mentioned requirements, we must not assume that it can successfully take the place of sound rock. I have had occasion to observe cavities in rocks a year after they had been injected at high pressure (40 to 50 atmospheres). The injected cement appeared similar to geological layers, sufficiently solid and adhering to the rock (limestone, marls) but was nevertheless brittle.

Conclusions

The present-day attitude toward geological data—as far as Italy is concerned—is to require complete knowledge of the characteristics of foundation material, considered not only in its lithological details but also in its geological mass.

There is reason for pride that for dams constructed since 1923 the so-called "geological variations" have been eliminated. Prospecting and investigations for each proposed dam are carried out either by the firm which will do the construction or by the regional geological State bureau, under the supervision of the Central Bureau of Dams. The rule is strictly enforced by regulations that a geological report must be attached to the plan. This report must be substantiated by docu-

mentary evidence and prepared by a well-qualified staff. The report must state the investigations already made, the results obtained, and the scientific and technical methods employed. The chief engineer of the local Mines District supplies his data in writing, and the Bureau of Dams completes the investigations by any necessary additional research. In this way the constructors are obliged to carry out all necessary research as to the qualities of the rock, and to apply immediately all the necessary remedies. Such investigations are voluntarily undertaken by the firms which apply to the State for permission to divert water. Thus State intervention is not arbitrary, but helpful.

SUMMARY

Italy was one of the first countries of the world to investigate and take an interest in the foundations of dams. The first Italian regulations were issued in 1886. Such regulations seem restrictive today, for at that time the foundation rock had to be solid, resistant, and impermeable; and we know that it is difficult to find natural rocks meeting these three requirements, without assistance on the part of the constructor. The regulations now in force in Italy take into account the technical requirements and the geological point of view, and give precise indications of the geological researches to be conducted.

These researches may be divided into three classes—surface investigations, subsoil investigations, and investigations of the whole mass. Surface investigations are made a part of the preliminary study of the design of the structure and precede subsoil investigations, which are necessary for determining whether the characteristics of the material are suitable for the construction of the dam as far as concerns impermeability and strength.

With respect to impermeability, the various rocks are divided into four classes—impermeable (for example, granites); semipermeable (clay sandstones); permeable (moraine deposits); and very permeable (fissured limestones).

With respect to strength, classification is made in accordance with the breaking load (R) under compression of the rock considered as a lithological specimen; for example, R greater than 750 kg per cm^2 (granites), R between 400 and 750 kg (less compact limestones), R between 200 and 400 kg (sandstones), and R less than 200 kg (tufas, clays). Also of great interest is another classification relative to the durability of the rock, that is, its strength in relation to time.

The subsoil investigations comprise: (1) Geological research, (2) core borings with extraction of core samples, (3) excavation of exploration shafts, (4) excavation of galleries, (5) investigations through geophysical methods (electric, magnetic, seismic, etc.).

Finally, the investigations of the whole mass are in relation to the quality of the entire mass which is not considered here solely as a lithological sample. Nearly always these investigations aim at adopting some method of consolidation, such as cement injection, chemical consolidation, clay or asphalt injection, facings, cut-off walls, or use of gunite.

For each method reference is made to its applications in Italy, especially cement injections, which for 20 years have solved the most important of construction problems, that is, the problem of foundations.

RESUME

L'Italie a été l'un des premiers pays du monde qui se soient préoccupés des fondations des barrages. La première réglementation remonte, en Italie, à 1886.

Certes, cette réglementation nous semble maintenant restreinte, étant donné qu'à cette époque on exigeait que le rocher fût solide, résistant et imperméable; mais il est difficile de trouver à l'état naturel des rochers qui répondent sans aucun correctif à ces trois caractéristiques.

En Italie, les règlements en vigueur tiennent compte soit des exigences techniques, soit de la réalité géologique et fournissent des indications précises sur les recherches géologiques.

Ces recherches peuvent être groupées en trois catégories: de surface, de sous-sol et d'ensemble.

Les recherches de surface font partie de l'étude du projet préliminaire de l'ouvrage et précèdent celles du sous-sol nécessaire pour déterminer les caractéristiques des terrains propres à la construction du barrage, quant à l'imperméabilité et à la résistance.

En ce qui concerne l'imperméabilité, les divers rochers ont été groupés en quatre classes: imperméables (p. ex. les granits); semi-imperméables (p. ex. les grès argileux); perméables (p. ex. les dépôts de moraine); très perméables (p. ex. les calcaires fissurés).

Quant à la résistance, la classification est faite conformément à la charge de rupture (R) et à la compression du rocher considéré comme un échantillon lithologique.

Par exemple: R supérieur à 750 kg par cm^2. (granits); R compris entre 400 et 750 kg (calcaires moins compacts); R compris entre 200 et 400 kg (grès); R inférieur à 200 kg (tufs, argiles).

Une autre classification intéressante concerne la "durabilité" du rocher, c'est-à-dire la résistance en fonction du temps.

Les recherches du sous-sol comprennent:

1°. L'examen géologique.
2°. Les sondages à carotte avec l'extraction des échantillons.
3°. L'exécution des puits d'exploration.
4°. L'exécution des galeries.
5°. Les recherches à l'aide des méthodes géophysiques (électriques, magnétiques, sismiques, etc.).

Enfin les recherches sur l'ensemble sont groupées selon la qualité de l'ensemble du rocher, non considéré seulement comme un échantillon lithologique.

Presque toujours ces recherches entraînent l'adoption de mesures de consolidation, comme les injections d'argile ou d'asphalte, les revêtements, les parafouilles, l'application de la gunite.

Pour chaque catégorie, on se réfère aux applications faites en Italie et, en particulier, aux injections de ciment qui ont, depuis 20 ans, résolu le plus important problème des constructions, c'est-à-dire, celui des fondations.

ZUSAMMENFASSUNG

Italien war eine der ersten Nationen der Welt, die sich mit den Fundamenten von Dämmen beschäftigte und für dieselben besorgt war. Die ersten italienischen Vorschriften stammen vom Jahre 1886.

Diese Vorschriften erscheinen heute eingeschränkt; denn damals verlangte man, dass das Fundament stabil, widerstandsfähig und wasserdicht sei; es ist aber schwer, Naturfelsen zu finden, die allen drei genannten Eigenschaften genügen.

Die bestehenden italienischen Gesetze berücksichtigen sowohl die technischen Anforderungen als auch die geologischen Tatsachen und geben genaue Anweisungen über die geognostischen Feststellungen.

Diese Feststellungen lassen sich in drei Kategorien einteilen: in die der Erdoberfläche, des Untergrundes und der gesamten Bodenmasse.

Die Untersuchungen der Erdoberfläche gehören zum Studium des Entwurfes des Werkprojektes und gehen den Untersuchungen des Untergrundes voran, welche letztere zur Feststellung der für den Bau der Wehr geeigneten Bodeneigenschaften notwendig sind, was die Wasserdichtigkeit und die Festigkeit anbetrifft.

Bezüglich der Wasserdichtigkeit sind die verschiedenen Felsen in vier Kategorien gruppiert worden: wasserdichte (wie zum Beispiel Granite); halbwasserdichte (wie zum Beispiel die Tonsandsteine); wasserdurchlässige (wie die moränischen Lagerungen) und stark wasserdurchlässige (wie die gespaltenen Kalksteine).

Die Festigkeit des Felsens wird je nach der Bruchbeanspruchung R auf Druck klassifiziert, wobei der Felsen als lithologisches Element betrachtet wird.

Zum Beispiel: R grösser als 750 kg pro cm^2 (Granite); R zwischen 400 und 750 kg (weniger feste Kalksteine); R zwischen 200 und 400 kg (Sandsteine) und R kleiner als 200 kg (Tuffsteine, Tonerden).

Interessant ist auch eine weitere Klassifizierung in Bezug auf die Dauerhaftigkeit des Felsens, d. h. in Bezug auf die Festigkeit in Funktion der Zeit.

Die Untersuchungen des Untergrundes umfassen:

1°. Die geognostische Prüfung,
2°. Bohrungen mit Herausziehen von Proben,
3°. Der Bau von Forschungsschächten,
4°. Der Bau von Gängen,
5°. Die Untersuchungen mit geophysischen Methoden (elektrische, magnetische, seismische, etc.).

Zum Schlusse sind die Untersuchungen der gesamten Bodenmasse auf die Gesamteigenschaften des Felsens bezogen, wobei dieser nicht nur als lithologische Grösse betrachtet wird.

Der Zweck dieser Untersuchungen hat fast immer zur Folge, dass integrierende Massnahmen getroffen werden, wie Einspritzungen von Zement, chemische Kombinierungen, Einspritzungen von Ton und Asphalt, von Gipsbeton, Verbindung mit Vermauerungen, Anwendung von Gunit.

Für alle genannten Arbeiten bezieht man sich auf die in Italien durchgeführten Anwendungen und ganz insbesonders auf die Zementeinspritzungen, welche nun schon seit zwanzig Jahren das wichtigste Bauproblem, das heisst jenes der Fundamente, gelöst haben.

RESUMEN

Italia es uno de los primeros países del mundo que se ha ocupado y preocupado de las fundaciones de las presas. La primera reglamentación se remonta a 1886.

Ciertamente, esta reglamentación parece ahora rigurosa porque en aquella época se exigía que la roca fuera sólida, resistente e impermeable; pero es difícil encontrar rocas que reúnan las tres características, sin ningún correctivo por parte del constructor.

En Italia los reglamentos en vigor toman en cuenta las exigencias técnicas, así como también el aspecto geológico, y suministran indicaciones precisas sobre las investigaciones geognósticas.

Estas investigaciones pueden dividirse en tres clases: la superficie, el subsuelo y la integración.

Las investigaciones de la superficie forman parte del estudio del proyecto preliminar de la obra y preceden a las del subsuelo necesarias para conocer las características de los terrenos adecuados para la construcción de la presa en cuanto se refiere a la impermeabilidad y la resistencia.

Con respecto a la impermeabilidad, las diversas rocas se agrupan en cuatro categorías: impermeables (como por ejemplo los granitos); semi-impermeables (como por ejemplo las gredas arcillosas); permeables (como por ejemplo los depósitos de morena); muy permeables (como por ejemplo las calcáreas fisuradas).

En cuanto a la resistencia, la clasificación se hace de acuerdo con la roca de rotura R, la compresión de la roca considerada como un elemento litológico.

Por ejemplo: R superior a 750 kg por cm^2 (granitos); R comprendida entre 400 y 750 kg (calcáreas menos compactas); R comprendida entre 200 y 400 kg (gredas); R inferior a 200 kg (rocas tobosas, arcillas).

Otra clasificación interesante es la que se refiere a la duración de las rocas, es decir, la resistencia en función del tiempo.

Las investigaciones del subsuelo comprenden:

1°. El examen geognóstico.
2°. Los sondeos de perforación con la extracción de muestras.
3°. La ejecución de pozos de exploración.
4°. La ejecución de las galerías.
5°. Las investigaciones por medio de métodos geofísicos (eléctricos, magnéticos, sísmicos, etc.).

Por fin, las investigaciones de integración se agrupan según la calidad de toda la roca, no considerada únicamente como una entidad litológica.

Casi siempre estas investigaciones tienden a adoptar algunas medidas de integración, como las inyecciones de cemento, las integraciones químicas, las inyecciones de arcilla o de asfalto, los enlucidos, la interceptación de los muros, y la aplicación de gunita.

Las aplicaciones hechas en Italia se refieren a todos estos grupos, especialmente a las inyecciones de cemento que, desde hace 20 años, resuelven el problema más importante de las construcciones, es decir, el referente a las fundaciones.

D21

QUESTION VI

MOROKAWA and IWAOKA

JAPAN

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

EXAMPLES OF DAM CONSTRUCTION CONTRIBUTING TO GEOTECHNICAL STUDY OF FOUNDATION*

YUJIRO MOROKAWA

Civil Engineer, The Second Fuji Electric Power Co.

TAKEHIRO IWAOKA

Engineer, Civil Engineering Department of Hokkaido Prefecture

Japan

I. GENERAL DESCRIPTION

Investigation and study of a dam foundation involves first, the geological structure, and second, the character of rocks. It means a general geological and petrological investigation around the dam site in addition to a detailed study in it. Trial pits and boring holes must be sunk upon the result of such an investigation.

Geological characteristics of Japan are very complex, and a simple case is rather rare. The upheaval and depression of the ground have occurred frequently; volcanoes have been very active; and rains and rivers cause great erosions. Consequently there are faults, landslides, heaps of volcanic ashes, and gravels and boulders are developed all over the country.

Senzu concrete dam, the work of the Daini Fuji Denryoku Kaisha (the Second Fuji Electric Power Co.), was constructed under the direction of Mr. Katsuma Sakaki, the director of the company, supervised by Y. Morokawa, the field engineer. Geology of the

**Exemples de Constructions de Barrages donnés comme Contribution à l'Étude Géotechnique des Fondations.*

Beispiele beim Tdlsperrenbau als Beitrag zur technischen Untersuchung von Fundamentstoffen.

Ejemplos de construcciones de presas dados como contribución al estudio geológico de las fundaciones.

dam site, prevention of water percolation in clayslate, treatment of faults—these are described in section II below.

Seidai earth dam, owned by the Union of Seidai Water Utilization, was designed and supervised by T. Iwaoka, engineer, Civil Engineering Department of Hokkaido Prefecture. Preparation of its foundation, and investigation and prevention of water percolation are treated in section III. Senzu Dam was successfully completed last year, while Seidai Dam is to be completed this year. Good geographical and comparatively good geological sites were chosen for both dams, but some defects lie in bed rocks. The present report concerning these works contributes to the study of the question in the following items; namely, as to Senzu Dam, the existence of the paleozoic clayslate with many fissures in the right bank and in a half part of the river bed; as to Seidai earth dam, the existence of a permeable river terrace on the right bank plateau, the investigation thereof, the preparation of the foundation, and the prevention of percolation.

II. Senzu Dam

Senzu Dam was constructed to obtain a reservoir for generation of electrical energy. The construction work was started in August 1932, and completed in October 1935. The general features of the design are as follows:

Location: Upstream of the River Sunmata, a branch of the River Oi, in the Senzu Imperial Estate, in Shizuoka Prefecture.
Type: Concrete gravity dam.
Maximum height above ledge rock: 64.85 m.
Length of the crest: 178.38 m.
Concrete volume: 126,220 m^3.
Average mixture of concrete: 1:2.69:5.08 in weight; water 52 percent.
Storage capacity: 4,450,000 m^3.

Geological investigation.—A required general geological condition should be that the grounds of both the dam site and the reservoir be impermeable. Hence permeability and solubility of rocks, a weak line of geological structure, size and direction of faults, and size of joints must be carefully investigated as well as the strength of rocks or the foundation.

Upon the above principles, first of all, famous geotechnologists were called upon to make a geological investigation around the dam site, then boring holes were drilled in the dam site to find out the depth of the gravel bed covering the ledge rock in the river bed and the depth of earth sand covering the river terrace on the right bank. Furthermore, the composition of the ground and its petrology were investigated, and the result is described hereunder. (See fig. 1.)

General geographical features around the River Sunmata.—The territory around the Rivers Oi and Sunmata consists of paleozoic clayslates and sandstones, the strike running roughly N. 60° E., dipping towards northwest. Hence the upstream of the River Sunmata finds itself in somewhat newer strata even though they belong to the same paleozoic period. Therefore, the River Sunmata forms roughly a trans-

verse valley with these strata, and although geographical features are very steep, there is hardly any fear of slides. (See fig. 1.)

General geology of the dam site.—On the right bank of the dam site are outcroppings of clayslates which, although breakable in a thickness of 30 to 60 mm, are comparatively strong. Almost throughout the left bank are outcroppings of hard sandstones; their strikes roughly coincide with the river flow, running from south to north, having a dip towards the east of 35° to 40°. Sandstones on the left bank expose their face to the river, while the bedding plane of the clay-

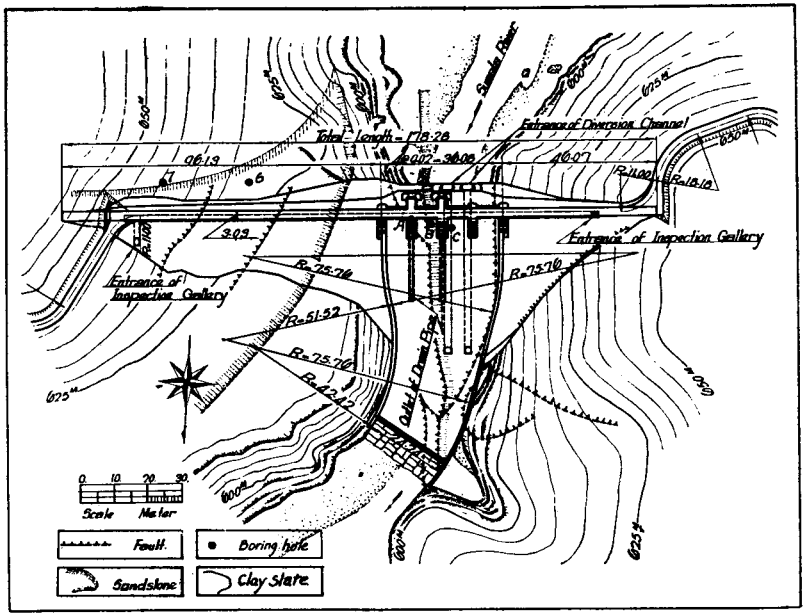


FIGURE 1.—**Plan of the Senzu concrete dam, showing its geological features and boring places.**

Plan du barrage en béton de Senzu, montrant les caractéristiques géologiques et les emplacements des trous de sondage.

Aufriss der Senzu-Beton-Talsperre mit Kennzeichnen ihrer geologischen Merkmale und Bohrlöcher.

Plan de la presa de hormigón de Senzu, mostrando las características geológicas y los lugares de los taladros.

slates hangs over the river and dips into the right bank; therefore the lower part tends to be eroded in a wedge shape. These clayslates have many fissures, and when left alone after excavation they fall off gradually. (See fig. 1.)

Percolation prevention of clayslate.—Because of the characteristics of clayslate described above, excavation was carried out down to fairly hard rocks on which concrete work was done. To grout perfectly, nine grouting holes were drilled right in front of the upstream face of the dam and on the ground which was reclaimed by concreting, or in front of the blocks B8, B9, and B10. (Fig. 2.) Furthermore, concave places in the upstream part were concreted 76 cm thick on the average, thus reinforcing the rocks.

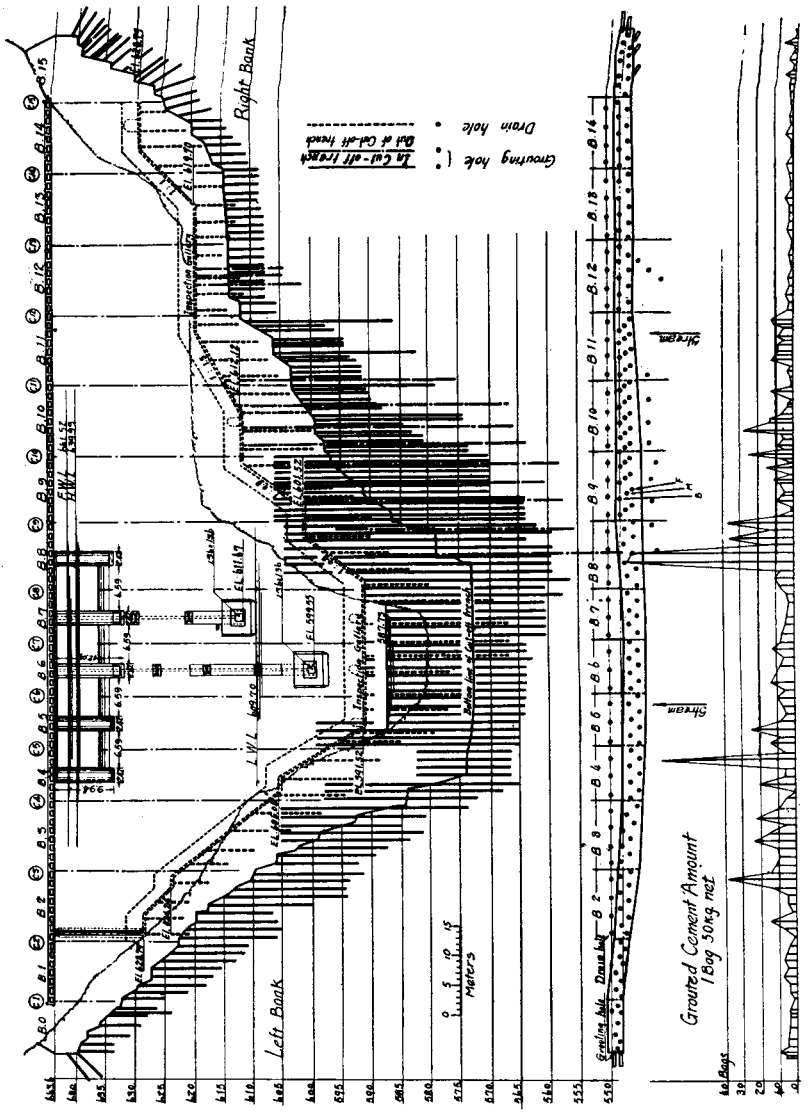


FIGURE 2.—**Diagram showing grouting holes of the Senzu concrete dam with a curve of grouted cement amount.**

Diagramme des trous d'injection pour le barrage en béton de Senzu et de la courbe des quantités de ciment injecté.

Diagramm veranschaulichend die Gusslöcher der Senzu-Beton-Talsperre mit einer Kurve der Gusszement-Menge.

Diagrama de los agujeros de inyección de la presa de hormigón de Senzu, con una curva de las cantidades de cemento inyectado.

Measure against faults.—As faults were found in the river bed along the flow center, the river bed was excavated until hard rock was reached, and after removing breccias and clays in fissures, earthen or steel pipes were laid down for seepage and gush water, concreting was done carefully, and then grouting was done. For two faults in the block no. 14 on the right bank, three grout holes were drilled right in front of the upstream face along the faults, and grouting was done perfectly.

Cut-off wall grouting.—Although the river bed was excavated until there was hardly any fear of seepage water, on the upstream side of the dam there was constructed a cut-off wall from 1.5 m to 3.7 m wide, and from 1.5 m to 7.6 m deep according to the reservoir depth,

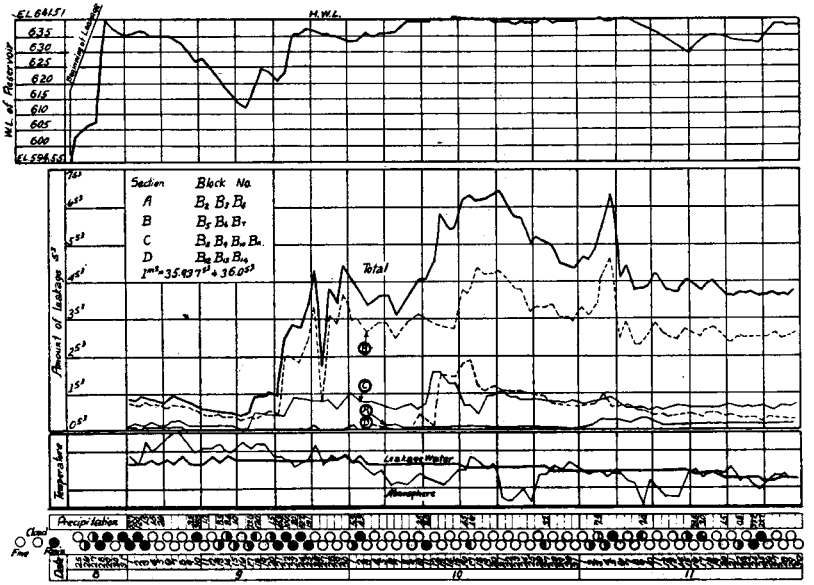


FIGURE 3.—**Curves of seepage after impounding of the Senzu concrete dam.**

Courbe des infiltrations par rapport aux niveaux de la retenue du barrage en béton de Senzu.

Sickerungs-Kurven nach dem Anstau der Senzu-Beton-Talsperre.

Curva de las filtraciones con relación a los niveles del embalse de la presa de hormigón de Senzu.

and under its base grout holes of a diameter 7.6 cm and depths from 6.1 m to 9.1 m were drilled zigzag with an average interval of 2.74 m. Grouting was done by a grout pump completely preventing percolation of the reservoir water. Specifically in blocks no. 9, no. 10, and no. 11, grout holes were drilled in three rows as shown in the diagram to secure a perfect cementation.

Cement used for grouting, and the depths of grout holes, are shown in the diagrams. (See fig. 2.)

Seepage after impounding.—After impounding, most of the drain holes were drilled, and upon measuring the seepage, the results shown in the diagram were obtained. (See fig. 3.)

III. Seidai Earth Dam

Seidai earth dam, now under construction for irrigation, was started in May 1934 and it is to be completed this year. The general features of the design are as follows:

Location: 23.5 km southeast of Asahigawa City, Hokkaido.
Maximum height above ledge rock: 26.1 m.
Length of the crest: 309 m.
Earthwork: 318,000 m^3.
Storage capacity: 3,962,222 m^3.
Core wall: Reinforced concrete.

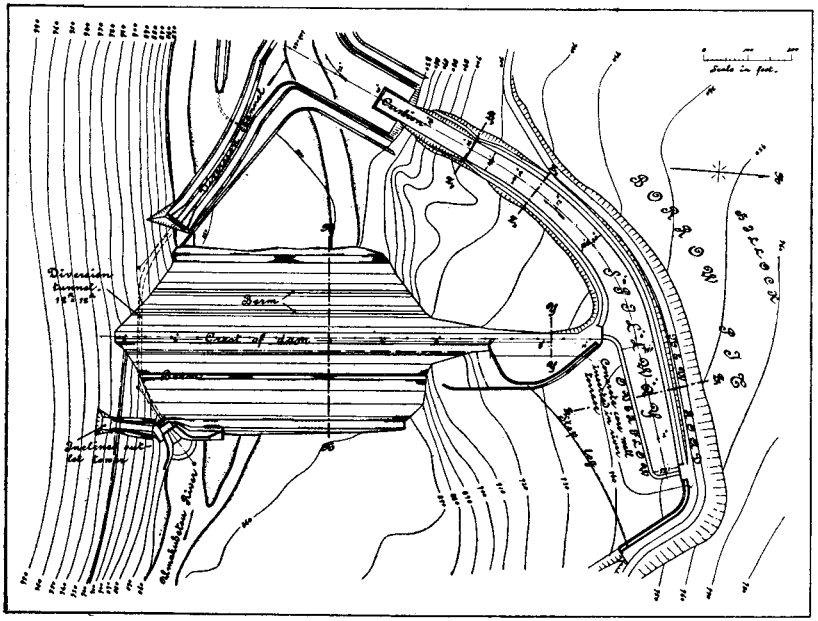


Figure 4.—General plan of the Seidai reservoir dam.

Plan d'ensemble du barrage de Seidai.
Allgemeine Ansicht des Seidai-Stausee Dammes.
Plan de conjunto de la presa de Seidai.

Geology of the Seidai Reservoir foundation is as follows: Although the river bed and both banks are of liparite, a characteristic feature is that back of the right bank there exists a river terrace 181.8 m wide extending to hillocks. (See figs. 4 and 5.)

Part of the gravels or boulders on the ledge rock, from the central core wall to the frontal cut-off, from 3.6 to 6.1 m in thickness and 37 m in width, was removed and replaced by an embankment. The ledge rock, hard as it was, was rather permeable as it had many fissures so cement was grouted fully in order to make it watertight, and the central core wall was built of reinforced concrete. Connecting this central core wall, a terrace core wall was inserted in the river ter-

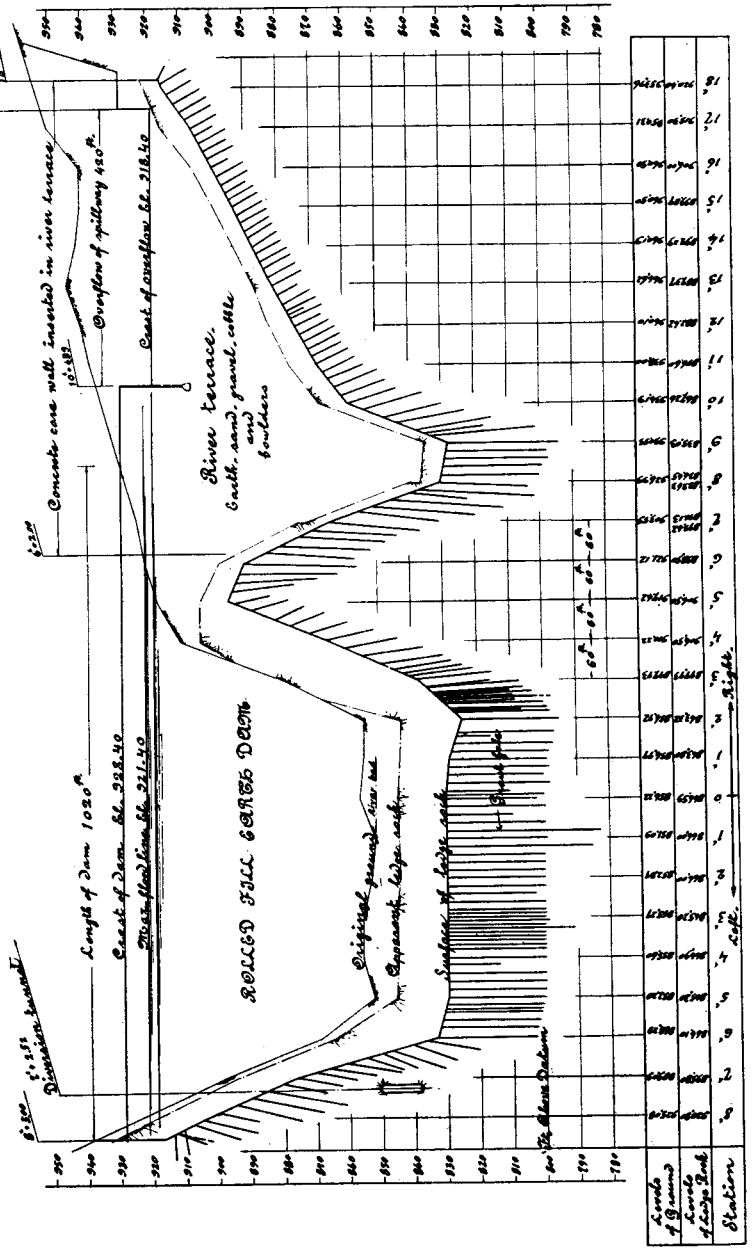


FIGURE 5.—**Longitudinal section (at central core) of the Seidai reservoir dam.**
Coupe longitudinale (le long du masque en béton) du barrage de Seidai.
Längsschnitt (beim Mittelkern) durch den Seidai-Stausee Damm.
Sección longitudinal (del núcleo central) de la presa de Seidai.

race, serving at the same time as a cut-off wall for the spillway. In this way a perfect cut-off was obtained.

Cement grouting.—The ledge rock of the dam is of light gray color, consisting of neoeffusive liparite with large quartz phenocrysts and small mica crystals, and petrologically hard as it is, the trouble is that it has many fissures. A permeability test on this rock by a test hole of 5.1 cm diameter and 9.1 m depth, with water pressure of 12.1 m above the reservoir water level (elevation 290.4 m) showed that it is very permeable (see table III), and an under flow seems to exist in a deep part. For fear that the embankment should liquefy and move by seepage water or uplift pressure, cement was grouted fully even under the concrete cut-off wall on the right bank terrace, not to speak of the embankment foundation, so that it should become perfectly watertight.

In this work, as the criteria for cement grouting, the following three conditions have been specified:

(1) Last cement grouting must be such that when continued for 30 minutes with a pressure of 7.03 kg. per sq. cm the grouted quantity must be less than 14.2 liters.

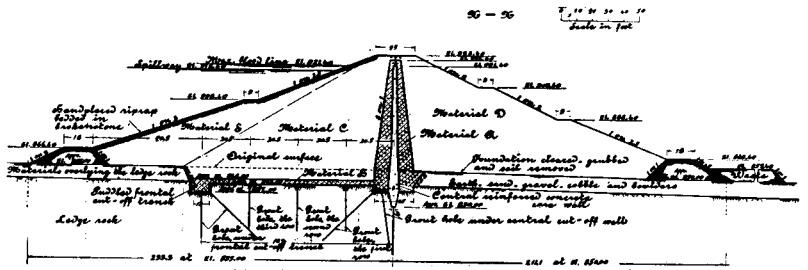


FIGURE 6.—**Typical cross section of the Seidai Reservoir dam.**

Coupe typique du barrage de Seidai.

Typischer Querschnitt durch den Seidai-Stausee-Damm.

Perfil típico de la presa de Seidai.

(2) After the cement grouting in the preceeding item is finished and cement hardened, seepage under the central core wall must be less than 0.25 l/min., while that on other parts must be less than 1.0 l/min, in the permeability test by a hole 9.1 m or more deep with fresh water 12.1 m above the maximum reservoir level.

(3) Conditions of the places other than the rows of grouting holes must be inspected by test pits or core borings.

The specification required the grouting to be carried out until the above conditions were fully satisfied.

The diameter of the grouting hole ranged from 5.1 cm to 10.2 cm, while the depth was 9.1 m. The interval between grouting holes was 3.7 m under the central core wall, and for other places it ranged from 7.6 m to 10.7 m. However, it depended upon the result of the work, more and more grouting holes being added to satisfy the previous conditions, resulting in a minimum interval of 0.9 m. The direction

TABLE I.—*Time and labor used for drilling and cement grouting*

Name of row	Number of holes	Sum of hole depths	Drilling				Cement grouting			
			Time	Labor	Per foot		Time	Labor	Per foot	
					Time	Labor			Time	Labor
		Ft.	*Hr.* *min.*	*Man*	*Min.*	*Man*	*Hr.* *min.*	*Man*	*Min.*	*Man*
Central core wall	111	3,480.6	774 55	1,183.2	13	0.34	630 19	1,864.0	11	0.54
Core wall in terrace	64	2,081.5	470 35	786.5	14	.38	283 20	1,008.0	8	.48
The first row	60	2,105.5	492 10	765.6	14	.40	413 28	1,536.0	12	.73
The second row	50	1,749.4	489 50	696.0	17	.40	293 11	1,584.0	10	.91
The third row	36	1,087.5	293 00	466.3	16	.43	153 28	960.0	9	.88
Frontal cut-off	60	2,066.5	373 55	682.1	11	.33	431 13	1,744.0	13	.84
Total	381	12,571.0	2,894 25	4,579.7	[1] 14	[1] .36	2,205 01	8,696.0	[1] 11	[1] .69

[1] Average.

TABLE II.—*Cement used for grouting*

Name of row	Interval	Number of holes			Depths of holes			Cement used (sacks)			
		Main hole	Auxiliary hole	Total	Maximum	Minimum	Average	Grand total	Per hole		
									Maximum	Minimum	Average
Central core wall	3–12	90	21	111	54	10	32	2, 591	225	1	32
Terrace core wall	12	64	0	64	46	17	33	942	157	1	15
The first row	25–30	32	28	60	50	15	35	2, 099	252	1	35
The second row	25–30	37	13	50	48	10	35	2, 735	401	1	55
The third row	25–30	36	0	36	50	6	31	1, 218	153	1	34
Frontal cut-off	6–12	60	0	60	54	7	35	3, 106	292	1	52
Total				381			33	12, 691			33

N. B.—558 sacks of cement (1 sack contains 50 kg) were used for miscellaneous purposes in addition to the cement in table II.

of grouting holes was chosen according to the condition of fissures, but most holes were bored perpendicular to rock surfaces.

Portland cement was used for grouting-cement milk, its concentration ranging from 1:8 to 1:2 in weight, and the grouting pressure ranging from 0.35 to 7.03 kg. per sq. cm. In general grouting was started with a diluted solution of low pressure which was gradually changed to a concentrated solution of high pressure.

Fortunately there was hardly any underground water to gush forth during construction.

Table I shows time and labor used for drilling and cement grouting under the above circumstances from October 1934 to November 1935, while Table II shows cement used for grouting.

The result of the permeability test before and after the grouting is shown in Table III, of which the seepage after the grouting is the result of an intermediate test, and it is only given for reference. The result of the grouting seems satisfactory as a whole, but it will be assured by a final permeability test in the coming May, after the snow has melted.

TABLE III.—*Comparison of seepage before and after grouting*

Name of row	Before grouting in l/min.			After grouting in l/min.		
	Maximum	Minimum	Average	Maximum	Minimum	Average
Central core wall	418. 0	0. 8	63. 0	3. 8	0. 1	1. 2
Terrace core wall	834. 9	1. 8	171. 4	4. 5	1. 3	2. 9
The first row	637. 5	1. 0	117. 8			
The second row	505. 0	1. 4	189. 0			
The third row	505. 0	1. 0	235. 6			
Frontal cut-off	501. 0	1. 9	155. 7			
Total			137. 0			

SUMMARY

Two examples of dam construction are given with a view to contributing to geotechnical study. One relates to the Senzu concrete gravity dam completed in 1935, and the other to the Seidai earth dam to be completed this year. Good geographical and comparatively good geological places have been chosen for both dams, but some defects lie in bed rocks. The present report concerning these works contributes to the study of the question in the following items; namely, as to Senzu Dam, the existence of the paleozoic clayslate with many fissures in the right bank and in half of the river bed; as to Seidai earth dam, the existence of a permeable river terrace on the right bank plateau, the investigation thereof, the preparation of the foundation, and the prevention of percolation.

RESUME

Deux exemples de construction de barrages sont mentionnés dans le but de contribuer à l'étude géotechnique.

L'un est relatif au Barrage poids en béton de Senzu terminé en 1935 et l'autre au Barrage en terre de Seidai dont la construction sera achevée cette année.

Des emplacements parfaits au point de vue géographique et relativement bons au point de vue géologique ont été choisis pour les deux barrages; toutefois, quelques défauts se rencontrent dans les roches du lit.

Le présent rapport qui concerne ces travaux contribue à l'étude de la question dans les détails suivants:

Pour ce qui concerne le barrage de Senzu, l'existence du schiste argileux paléozoïque très fissuré dans la berge droite et dans la moitié du lit de la rivière; en ce qui concerne le barrage en terre de Seidai, l'existence d'une terrasse perméable sur le plateau de la berge droite de la rivière, sa recherche, les travaux préparatoires des fondations et la lutte contre les infiltrations.

ZUSAMMENFASSUNG

Zwei Beispiele der Dammkonstruktion sind als Beitrag zur geotechnischen Forschung von Fundament-Stoffen gegeben. Eins bezieht sich auf die in 1935 fertiggestellte Senzu-Beton-Talsperre, das andere auf den Seidai-Erddamm, der in diesem Jahre fertiggestellt wird. Vorteilhafte geographische und verhältnismässig günstige geologische Gelände sind für die beiden Dämme gewählt; immerhin sind einige Mängel in den Fundament-Stoffen vorhanden. Der vorliegende Bericht trägt auf Grund dieser Arbeiten zum Studium über diese Frage in folgenden Punkten bei: hinsichtlich des Senzu-Dammes wird das Vorhandensein des paläozoischen Tonschiefers mit vielen Spalten am rechten Ufer und in der Hälfte des Flussbettes und hinsichtlich des Seidai-Erddammes das Vorhandensein der durchlässigen Flussterasse auf dem Flussuferplateau, die Erforschung hierüber, die Bearbeitung des Fundamentes und die Verhinderung von Durchsickerungen aufgeführt.

RESUMEN

Se dan dos ejemplos de construcción de presas, con el fin de contribuir al estudio geológico. Uno se refiere a la presa-gravedad de hormigón de Senzu, terminada en 1935, y el otro a la presa de tierra de Seidai que ha de terminarse este año. Los emplazamientos elegidos para las dos presas son buenos desde el punto de vista geográfico y relativamente buenos desde el punto de vista geológico, pero existen algunos defectos en el lecho de roca. Esta memoria trata de dichas obras y contribuye al estudio de la cuestión en los siguientes asuntos: con referencia a la presa de Senzu, la existencia de pizarra arcillosa paleozoica con muchas grietas en la margen derecha y en la mitad del lecho del río; en cuanto se refiere a la presa de Seidai, la existencia de una terraza permeable en la meseta de la margen del río, la investigación que se ha hecho, la preparación de la fundación, y las medidas tomadas para evitar las filtraciones.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

DETERMINATION OF DEPTH TO BEDROCK*

KARL SUNDBERG

General Manager of The Swedish Diamond Rock Drilling Co. and Electrical Prospecting Co.

Sweden

For the planning and construction of water-power stations at places where the rock is covered by loose strata, it is often of great importance to ascertain the position of the rock in relation to the surface. An old method which is often employed is to drive down a steel probe. This procedure can, however, be used to greater depths only under especially favorable conditions and is never reliable, as it is not possible to establish whether it is the rock or a boulder embedded in the loose strata which impedes the driving. The only reliable way is to drive a pipe through the loose strata and to carry out core drilling inside same, after the driving has met with solid resistance. By carrying out this core drilling to a sufficient depth, one can determine, with certainty, whether it is solid rock or only a boulder in the loose strata which has been encountered during the pipe driving. Should the latter be the case, the stone is blasted and pipe driving is continued until it meets with the next solid resistance. Then core drilling is recommended, and this procedure continues until it has been ascertained that solid rock has been reached.

It is often desirable to acquire knowledge of the nature of the rock. This is possible by means of the core samples obtained by the core drilling, which can easily be extracted at any depth considered in practice.

It is of great importance that the materials employed in pipe driving and core drilling be of a high quality so that they can withstand the

**Détermination de la profondeur au "bedrock" (sol de fondation).*
Determinación de la profundidad al lecho de roca.
Bestimmung der Tiefe des Felsgrundes.

great strain they are exposed to, especially in pipe driving through strata difficult to drill, such as moraine layers. Depending upon the depths to be reached and the nature of the strata, different dimensions of drive pipes are employed. In easily drilled layers and for depths up to about 30 meters 2-inch pipes are generally used. Core drilling inside these pipes can be done with maximum 46 mm diameter, giving core samples of 32 mm. In layers more difficult to drill and at greater depths it is advantageous to use 3-inch pipes. Inside such pipes core drilling can be carried out with maximum 66 mm diameter, giving core samples of 52 mm. Generally a core sample of smaller diameter is sufficient, in which case a guiding pipe, corresponding to the dimension which is to be used, is put into the drive pipe, and core drilling is carried out inside same.

Pipe driving is carried out by alternate hammering with a drive block and drilling with a chisel inside the pipe under simultaneous water flushing.

To drive the drill as well as the pump a motor of 5 horsepower is sufficient.

The drilling efficiencies which can be counted upon in core drilling depend upon the nature of the loose strata and the depth to be reached. Under average conditions and for depths up to about 30 meters an efficiency of 2–4 meters per 8 hours can be counted upon. In easily drilled layers, such as clay, sand, and gravel with stones not exceeding the size of a fist, 8–16 meters per 8 hours can be expected.

The great advantage of the above method is the absolute certainty with which the position of the bedrock can be determined and the possibility of ascertaining simultaneously the nature of the rock by means of core samples.

Pipe driving and core drilling for the determination of depth to bedrock and of the character of the rock itself in connection with the construction of dams and power plants have been carried out by Svenska Diamantbergborrnings A.-B. at different places in Spain, France, Austria, Germany, Latvia, and Scandinavia.

Other methods to determine the depth to bedrock are the geophysical methods. It is true that these are not exact, yet in certain cases they may advantageously be employed, either prior to the pipe driving and core drilling mentioned above or to complete this work.

For instance, if the depth to bedrock is to be determined within a district where no data whatsoever are available as to the thickness of the overburden, it being in the first place a question of whether the bedrock is present within a certain maximum depth, it may be a good idea to make a reconnaissance survey over the whole area by a rapid and cheap method in order to get a basis for a more economical planning of the following drilling program.

Furthermore, when the depth of overburden is determined by drilling, it may be of advantage to augment the investigation by a geophysical determination of the depth to bedrock at intermediary points in order to obtain a complete picture of the relief of the bedrock. Particularly in places where it is difficult (or even impossible) to drill on account of deep and rapid streams or other conditions,

the geophysical method may be of great value for determination of the depth to bedrock.

For such investigations seismic or electrical methods may be employed. The seismic method is based upon the fact that the velocity of vibrations caused by blasting varies according to the elastic properties of the vibrating material. By means of seismographs placed at different intervals (L) from the shot-points, the time (T) that elapses from the explosion moment until the first shock reaches the seismographs is recorded.

The velocity of the waves in solid rocks, such as granite or gneiss, being many times larger than that of the waves from loose Quaternary formations, it is possible to determine the depth to bedrock from the so-called time curves, obtained by drawing T as a function of L.

The seismic methods are not employed for determinations of the depth to bedrock as frequently as are the electrical methods, the latter being speedier and cheaper. Should the overburden, however, consist of many layers of sand and clay with alternating electrical conductivity, the seismic method is to be preferred.

The principle of the electrical methods for determination of the depth to bedrock is the following:

The electrical conductivity of soils or rocks is determined by the water content and the electrical conductivity of the enclosed water,

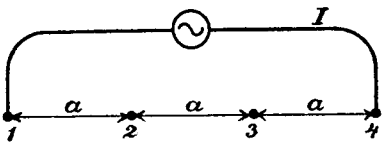


FIGURE 1.

which increases with the quantity of salts dissolved. Thus, the denser the solid rock and the purer the water, the less the electrical conductivity. Igneous rocks and crystalline schists are dense (porosity$<1\%$), and the water enclosed in the pores of the rock is very pure due to the rock minerals being nearly insoluble. Consequently, the rocks mentioned, as a rule, show a particularly high specific resistivity, in the magnitude of 10^6 ohms per cm-cube. The specific resistivity of the youngest—Quaternary—sediments is generally low due to the great porosity and water content of the material, the magnitude being 10,000 ohms to 1,000 ohms per cm-cube. As a rule, determinations of the depth to bedrock can therefore be effected, in any case within regions of igneous rocks or other dense rocks, because the underlying rock generally possesses a high resistivity, sufficient difference thus existing between the electrical resistivity of the Quaternary overburden and the bedrock, which is a condition for the execution of an electrical determination of the depth to bedrock.

To solve the problem, so-called potential methods are employed. These methods consist in supplying electric current to the ground between two electrodes, consisting of grounded iron rods, and studying the distribution of the resulting potential on the ground. A customary arrangement, the so-called four-electrode procedure, is illus-

trated in figure 2. In accordance with this procedure electric current is supplied to the ground between the current electrodes 1 and 4, and the resulting potential drop on the ground is measured between the potential electrodes 2 and 3. If the ground is electrically homogeneous, its electrical resistivity ρ is then obtained by the simple formula $\rho = 2\pi \cdot a \cdot \frac{V}{I}$, where a is the spacing between two adjacent electrodes, V the potential difference between electrodes 2 and 3, and I the strength of the electrical current between electrodes 1 and 4. If the ground is not homogeneous electrically, which is the usual case, the above formula will only give an "apparent" resistivity, an integrated value of the different resistivities within a bowl-shaped block of ground, extending below and on both sides of the electrode line, a distance roughly equal to the electrode spacing a. Thus, if the electrode spacing is gradually increased, deeper and deeper strata in the ground will affect the value obtained for the apparent resistivity, and if all the different resistivity values thus obtained are plotted over the corresponding electrode spacings, a curve will be obtained showing how the apparent resistivity of the ground varies with the electrode spacing. It is evident that if one knows how to interpret this curve, one will be able to tell the depths where the changes in resistivity in the ground occur. The more layers of different resistivity there are in the ground, the more complicated this curve will be, and the more difficult to interpret in regard to the depths to the different layers. However, by using a number of theoretically calculated curves, one is usually able to construct a composite curve which is nearly identical to the measured one, and which thus gives the solution.

Another modification is the potential-drop ratio method. An arrangement [1] of this procedure consists in placing electrode no. 1 in fig. 1 far away, while the measurements are carried out in the vicinity of electrode 4, the ratio of consecutive potential-drop values between three movable electrodes being determined. These "potential" electrodes are moved in such a way that their mutual spacing remains constant. The potential-drop ratio curves obtained by these measurements indicate at what depth below the overburden the bedrock is situated (figs. 3, 4).

In most cases it is possible to determine the depth to bedrock with an accuracy of 5 to 10 percent by means of the methods referred to above.[2]

In connection with the prospecting for ore which the Swedish geological survey has been carrying out in northern Sweden since 1920, the method has been in regular use for the purpose of enabling the geological survey to choose between drilling and pitting during exploratory work. In this function the process has worked very satisfactorily, and has given results in close agreement (within 10 percent) with later drilling and pitting.

---

[1] *A detailed description is given by H. Lundberg and Th. Zuschlag, A New Development in Electrical Prospecting, Amer. Inst. Min. & Met. Engs., Techn. Publ. No. 415.*

[2] *The cited investigations have been carried out by A.-B. Elektrisk Malmletning, Stockholm.*

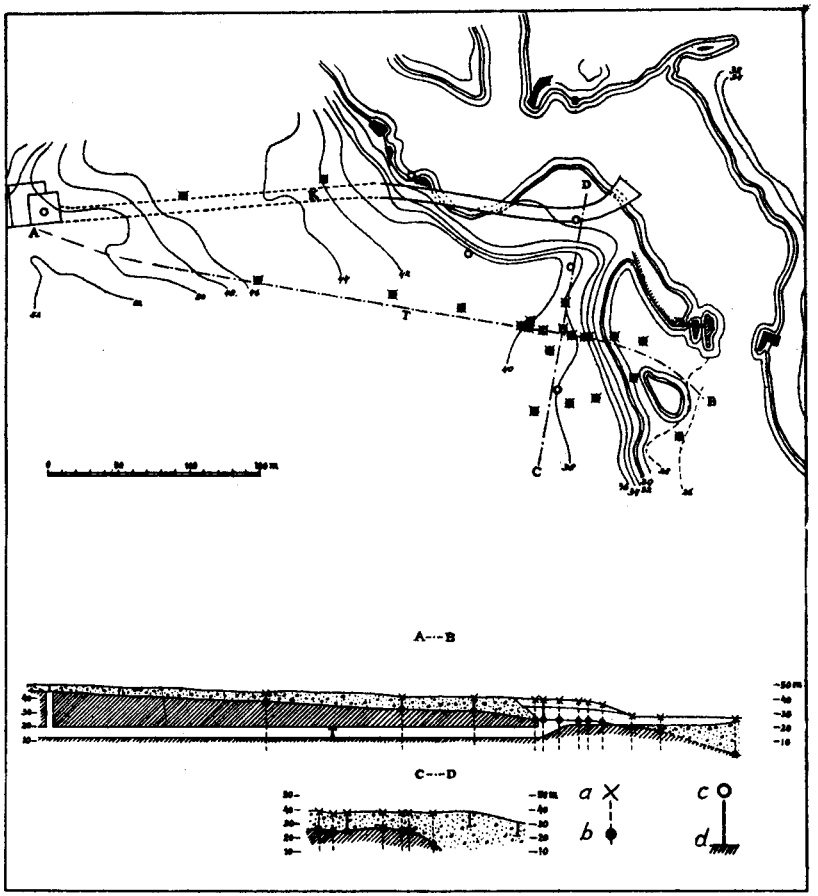


FIGURE 2.—**Diamond drilling and electrical determination of depth to bedrock, hydroelectric power plant at Höljebro, Askesta, Sweden.** — Sondage au diamant et détermination électrique de la profondeur jusqu'à la roche solide, station hydroélectrique à Höljebro, Askesta, Suède. — Diamantbohrung und elektrische Felstiefenbestimmung, Wasserkraftanlage bei Höljebro, Askesta, Schweden. — Sondeo con barrena de diamante y determinación eléctrica de la profundidad hasta la roca sólida, planta hidroeléctrica de Höljebro, Askesta, Suecia.

a. **Observation point.** — Point d'observation. — Beobachtungspunkt. — Punto de observación.

b. **Electrical determination of the bedrock.** — Détermination électrique de la roche solide. — Elektrische Bestimmung der Felsoberfläche. — Determinación eléctrica de la roca sólida.

c. **Diamond drill hole.** — Trou de sondage au diamant. — Diamantbohrloch. — Agujero del sondeo con barrena de diamante.

d. **Bedrock according to drilling.** — Roche solide déterminée par sondage. — Felsprofil bestimmt durch Bohrung. — Roca sólida determinada por el sondeo.

K. **Present discharge canal.** — Canal de décharge existant. — Vorhandener Ablauf-Kanal. — Canal de descarga existente.

T. **Proposed draft tunnel.** — Tunnel projecté. — Projektierter Tunnel. — Tunel proyectado.

Fig. 2 shows the results of a determination of the depth to bedrock for the Höljebro Power Station of the Bergvik Ala Nya Aktiebolag, Askesta, northern Sweden. The purpose of this work was to outline the course of a tunnel for a new power plant. The tunnel was to be blasted through a plateau of grey gneiss covered completely with

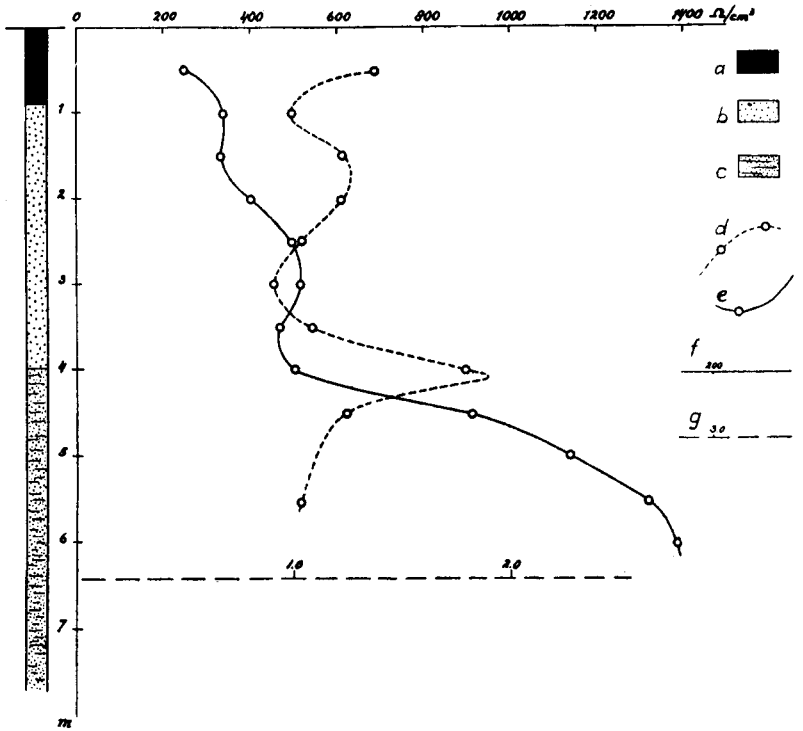


FIGURE 3.—**Determination of depth to bedrock, Sillre, Indalsälven, Sweden.**—Détermination de la profondeur jusqu'à la roche solide, Sillre, Indalsälven, Suède.—Felstiefenbestimmung bei Sillre, Indalsälven, Schweden. — Determinación de la profundidad hasta la roca sólida, Sillre, Indalsälven, Suecia.

a. **Clay.** — Argile. — Ton. — Arcilla.
b. **Gravel.** — Gravier. — Kies. — Grava.
c. **Quartzite.** — Quartzite. — Quarzit. — Cuarzo.
d. **Potential-drop ratio curve.** — Courbe du quotient de la chute potentielle. — Potentialfallquotienten-Kurve. — Curva del cociente de la caída potencial.
e. **Resistivity curve.** — Courbe de résistance. — Widerstands-Kurve. — Curva de resistencia.
f. **Resistivity scale.** — Échelle de résistance. — Widerstands-Skala. — Escala de resistencia.
g. **Ratio scale.** — Échelle de quotient. — Quotienten-Skala. — Escala del cociente.

glacial drift of varying thickness. The electrical investigation revealed that the bedrock along the eastern shore of the river Ljusnan, into which the water was to be discharged through the tunnel, slopes sharply to the north (Profile C–D), while in an easterly direction (Profile A–B) only a slight slope is encountered. Guided by this result, the most suitable location for the outlet of the tunnel could

be selected, the situation of which was at a more southerly point than originally planned.

Another depth determination has been carried out for proposed hydroelectric plants at the river Indalsälven (fig. 3). The greatest depth determined at this work was 33 meters.

Among other results obtained with this process in Sweden, it may be mentioned that in 1931 the depths to bedrock were mapped in the vicinity of the Hästbo iron orebody in central Sweden in order to determine the best points of attack for diamond drill holes. The

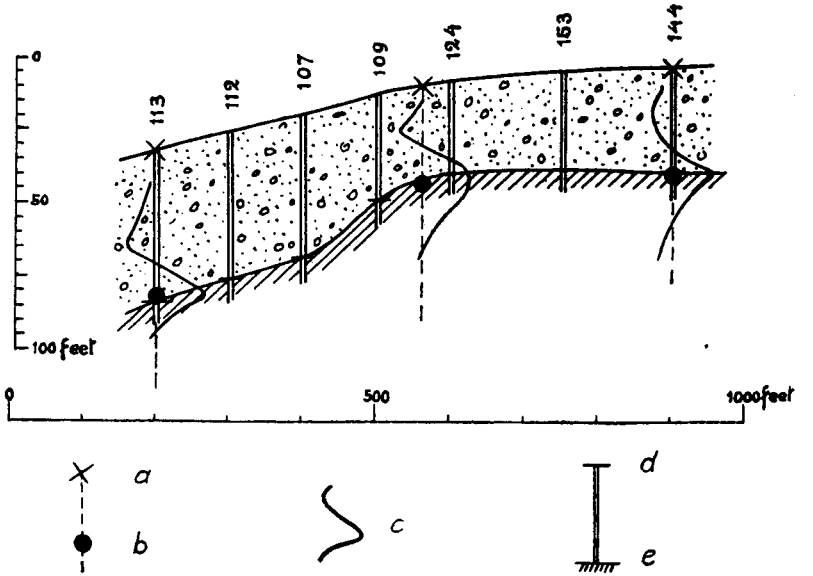


FIGURE 4.—**Determination of depth to bedrock, Buchans, Newfoundland.** — Détermination de la profondeur jusqu'à la roche solide, Buchans, Newfoundland. — Felstiefenbestimmung, Buchans, Neufundland. — Determinación de la profundidad hasta la roca sólida, Buchans, Terranova.

a. **Observation point.** — Point d'observation. — Beobachtungspunkt. — Punto de observación.

b. **Electrical determination of the bedrock.** — Détermination électrique de la roche solide. — Elektrische Bestimmung der Felsoberfläche. — Determinación eléctrica de la roca sólida.

c. **Potential drop ratio curve.** — Courbe du quotient de la chute potentielle. — Potentialfallquotienten-Kurve. — Curva del cociente de la caída potencial.

d. **Diamond drill hole.** — Trou de sondage au diamant. — Diamantbohrloch. — Hoyo de sondeo con barrena de diamante.

e. **Bedrock according to drilling.** — Roche solide déterminée par sondage. — Felsprofil bestimmt durch Bohrung. — Roca sólida determinada por sondeo.

depth obtained varied between 14 and 35 meters. Two drill holes were put down in points where the "electrical depths" were around 20 metres, and the actual depth to bedrock in both cases was found to be within 10% of the electrical results.

In 1930 and 1931 investigations were carried out in Japan at two projected dam sites across the valley of the Tadamigawa River, and determinations of the thickness of alluvial deposits covering the bedrock at three proposed railway crossings of the Heiigawa River and one crossing of the Nishikigawa River. The depths determined varied

between 6 and 100 meters, and depth figures of 30 to 50 meters were common. A very considerable part of this work was carried out on water, using floating electrodes. The results of these determinations as far as known also agree within about 10 percent with the actual depths.

Fig. 4 shows the results of electrical depth determinations at Buchans, Newfoundland, as well as those obtained by subsequent drillings.

As to the speed of the process for determining the thickness of overburden an average of some five determinations a day may be obtained, using one outfit. On water, generally only two determinations a day can be accomplished.

SUMMARY

When projecting water-power stations in territories where the rock is covered by loose strata of great thickness, the depth to bedrock is ascertained, in the most efficient manner, by means of pipe driving in conjunction with core drilling.

In districts where no data whatsoever are available as to the thickness of the overburden, it may be a good idea to effect a reconnaissance by geophysical methods prior to the drilling. Furthermore, these methods may advantageously be employed to augment the depth determinations carried out by drilling, in order to obtain a complete picture of the relief of the bedrock.

For such geophysical determinations of the depth to bedrock seismic and electrical methods may be employed. After some words about the principle of the depth determination by the seismic method, the paper gives a description in more detail of the electrical method, which is based on the generally great difference in electrical conductivity between the loose Quarternary formations and the bedrock.

The potential method applied in these cases consists in supplying electric current to the ground between two electrodes, consisting of grounded metal rods, and studying the distribution of the resulting potential on the ground.

A customary arrangement is the so-called four-electrode procedure (fig. 1) or the method of apparent specific resistivity, the principle of which is described.

Another modification is the potential drop ratio procedure, the ratio of the potential drop between three movable electrodes being determined by means of a specially constructed resistance bridge.

As examples of investigations, using these methods, carried out by the Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (the Electrical Prospecting Co.), Stockholm, mention is made of work done in northern Sweden for the Swedish Geological Survey, investigations for various water power stations (figs. 2, 3) and in an iron ore field in Sweden, surveys in Japan to ascertain the ground conditions for two projected dam sites as well as three bridge projects for the account of the Japanese State Railways, and finally the results of the electrical depth determinations in the lead-zinc ore district at Buchans on Newfoundland (fig. 4).

The accuracy of the determinations of the depth to bedrock is 5 to 10 percent. Under normal conditions an average of some five determinations a day may be obtained.

RESUME

En faisant les projets de stations hydrauliques dans les régions où la roche est couverte d'alluvion d'une épaisseur considérable, la profondeur de la roche de fond est déterminée le mieux par sondage par tubes combiné avec sondage à carottes.

Dans les terrains, où il n'y a aucune donnée sur la profondeur de la roche solide, il est avantageux de faire une reconnaissance géophysique avant le sondage. Les méthodes géophysiques peuvent aussi être employées avantageusement pour compléter la détermination de la profondeur du bedrock effectuée à l'aide de sondages, afin d'obtenir une image complète du relief de la roche de fond.

Pour cette détermination géophysique, les méthodes seismiques et électriques sont employées. Le principe de la détermination par la méthode seismique est briévement traité, et il est fait ensuite une description détaillée de la méthode électrique, utilisant la grande différence de conductibilité électrique entre les formations quaternaires tendres et les roches solides.

Pour la méthode par mesure du potentiel électrique, un courant électrique est dans le sol entre deux électrodes qui consistent de tiges métalliques enfoncées en terre, et la distribution du potentiel résultant dans le sol est examinée.

Une méthode très souvent appliquée est le procédé à quatre électrodes (fig. 1) ou la méthode de résistance spécifique apparente, dont le principe est décrit.

Une autre modification est le procédé du rapport de la chute du potentiel, pour lequel le rapport des différences de tension entre trois électrodes mobiles est déterminé par un pont à résistance de construction spéciale.

Des exemples d'investigations faites par l'Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (Entreprise de prospection électrique), Stockholm, en utilisant ces méthodes, sont cités; travaux exécutés dans le nord de la Suède pour le compte du Service Géologique de Suède, investigations pour des usines hydrauliques diverses (fig. 2, 3) et pour un champs de minerai de fer en Suède, examens du sous-sol pour la construction de deux barrages ainsi que de trois ponts faits au Japon pour le compte des chemins de fer de l'État Japonais, enfin résultats de déterminations électriques de gisements de plomb et zinc de Buchans à Terre-Neuve (fig. 4).

L'exactitude de la détermination de la profondeur de la roche de fond est de 5 à 10%. Dans des conditions normales on peut faire une moyenne de cinq déterminations par jour.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei Projektierung von Wasserkraft-Anlagen in Gebieten, wo der Felsgrund von losen Ablagerungen grösserer Mächtigkeit bedeckt ist, wird die Tiefe zum gewachsenen Fels am sichersten durch Rohrtreiben kombiniert mit Kernbohrung bestimmt.

In Gebieten, wo keinerlei Anhaltspunkte für Beurteilung der Tiefe zum Felsgrund vorhanden sind, ist es vorteilhaft geophysikalische Rekognoszierungsmessungen den Bohrungen vorangehen zu lassen. Die Anwendung dieser Methoden kann auch als Ergänzung

der Tiefenbestimmungen mittels Bohrung von Nutzen sein, um ein vollständiges Bild über das Relief des Felsgrundes zu erhalten.

Für derartige geophysikalische Bestimmungen der Felstiefe kommen seismische und elektrische Methoden in Betracht. Nach kurzer Besprechung des Prinzips der Tiefenbestimmung auf seismischem Weg wird auf das elektrische Verfahren näher eingegangen, das den im allgemeinen beträchtlichen Unterschied in der elektrischen Leitfähigkeit zwischen den lockeren quartären Ablagerungen und dem gewachsenen Fels des Untergrundes ausnützt.

Bei den hierbei zur Anwendung kommenden Potentialmethoden wird mittels zweier aus geerdeten Metallstäben bestehenden Elektroden elektrischer Strom dem Erdboden zugeführt, und die Verteilung des resultierenden Potentials im Boden studiert.

Eine oft verwendete Methode dieser Art ist die sogen. Vierpunktmethode (Fig. 1) oder Methode des scheinbaren spezifischen Widerstandes, deren Prinzip näher erläutert wird.

Eine andere Modifikation ist die Potentialquotientenmethode, bei welcher das Verhältnis der Spannungsunterschiede zwischen drei beweglichen Elektroden mittels einer spezialkonstruierten Widerstandsbrücke bestimmt wird.

Als Beispiele von Untersuchungen, die von der Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (the Electrical Prospecting Co.), Stockholm, mittels dieser Methoden ausgeführt wurden, werden aufgezählt: Arbeiten für die schwedische Geologische Landesuntersuchung in Nordschweden, Untersuchungen für verschiedene Wasserkraftanlagen (Fig. 2, 3) und in einem Eisenerzfeld in Schweden sowie Arbeiten in Japan zwecks Klärung der Grundverhältnisse für zwei projektierte Dammanlagen und drei Brückenprojekte im Auftrage der japanischen Staatsbahnen und schliesslich die Ergebnisse von elektrischen Tiefenbestimmungen in Blei-Zinkerzrevier bei Buchans auf Neufundland (Fig. 4).

Die Genauigkeit der Felstiefenbestimmungen beträgt 5–10%. Unter normalen Verhältnissen können im Durchschnitt fünf Bestimmungen pro Tag ausgeführt werden.

RESUMEN

Al hacer proyectos de centrales hidráulicas en las regiones, donde la roca está cubierta de aluvión de un espesor considerable, la profundidad del lecho de roca se determina mejor por medio de sondeo por tubería combinado con sondeo con barrenas huecas.

En los terrenos para los cuales no existen datos respecto de la profundidad a que está la roca sólida, es conveniente hacer un estudio geofísico antes del sondeo. Los métodos geofísicos pueden también emplearse ventajosamente para completar la determinación de la profundidad del lecho de roca efectuada con la ayuda de sondeos, a fin de obtener una completa imagen del relieve de la roca del fondo.

Para esta determinación geofísica se emplean los métodos sísmicos y eléctricos. El principio de la determinación por el método sísmico se explica brevemente y se da seguidamente una descripción detallada del método eléctrico, utilizando la gran diferencia de conductibilidad eléctrica entre las formaciones cuaternarias blandas y las rocas sólidas.

Por el método de medir el potencial eléctrico se envía una corriente eléctrica a través del suelo entre dos electrodos, consistentes de varillas metálicas enterradas en la tierra, y se examina la distribución del potencial resultante en el suelo.

Un método aplicado con gran frecuencia es el procedimiento de cuatro electrodos (fig. 1) o el método de resistencia específica aparente, cuyo principio se describe.

Otra modificación es el procedimiento de la relación de la caída del potencial por el cual la proporción de las diferencias de tensión entre tres electrodos movibles se determina por un puente de resistencia de construcción especial.

Se citan los ejemplos de investigaciones hechas por l'Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (Empresa de Reconocimientos Eléctricos), Estocolmo, utilizando estos métodos: trabajos hechos al norte de Suecal por cuenta del Servicio Geológico de Suecia, investigaciones para varias centrales hidráulicas (fig. 2, 3) y para un depósito de minerai de hierro en Suecia, exámenes del subsuelo para la construcción de dos presas y de tres puentes, hechos en Japón, por cuenta de los ferrocarriles del Estado japonés, en fin resultados de determinaciones eléctricas de las vetas de plomo y de zinc de Buchans en Terranova (fig. 4).

La exactitud de la determinación de la profundidad del lecho de roca es de 5 a 10%. Bajo condiciones normales puede hacerse un promedio de cinco determinaciones por día.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

METHOD FOR TAKING EARTH SAMPLES WITH THE MOST UNDISTURBED NATURAL CONSISTENCY*

JOHN OLSSON, C. E.
Chief of the State Railways Geotechnical Office
Sweden

For the investigation of substrata for dam and other building purposes, boring operations are generally demanded, and where cohesive layers occur it is also necessary to take earth samples, at various depths, of the most undisturbed natural consistency.

The Swedish State Railways have for many years (since autumn, 1923) employed an earth borer for this purpose called a "piston-borer", which has been described in detail in "Teknisk Tidskrift", February 28, 1925. This borer consists of a cylinder into which a short piston is fitted. When lowering the tool to obtain a sample, the piston serves to close the bottom of the cylinder, and thereby keep out impurities. When the tool is being raised the piston closes the top of the cylinder and prevents the sample from being "sucked out."

The above is the principle. The details are shown in figure 1. The cylinder is extended by lengthening tubes of 1 meter each and the piston by lengthening rods, also of 1 meter each, movable within the tubes.

When the tool is to be lowered, the piston is pushed down to the bottom of the cylinder, after which the lengthening tubes and rods are locked together by a clamp. The apparatus can then be pushed

**Méthode de prélèvement d'échantillons de terre dont l'état naturel a été dérangé le moins possible.*
Methode zur Erhaltung von Erdproben unter möglichster Beibehaltung des natürlichen Zustandes.
Método para obtener muestras de tierra cuyo estado natural se ha alterado lo menos posible.

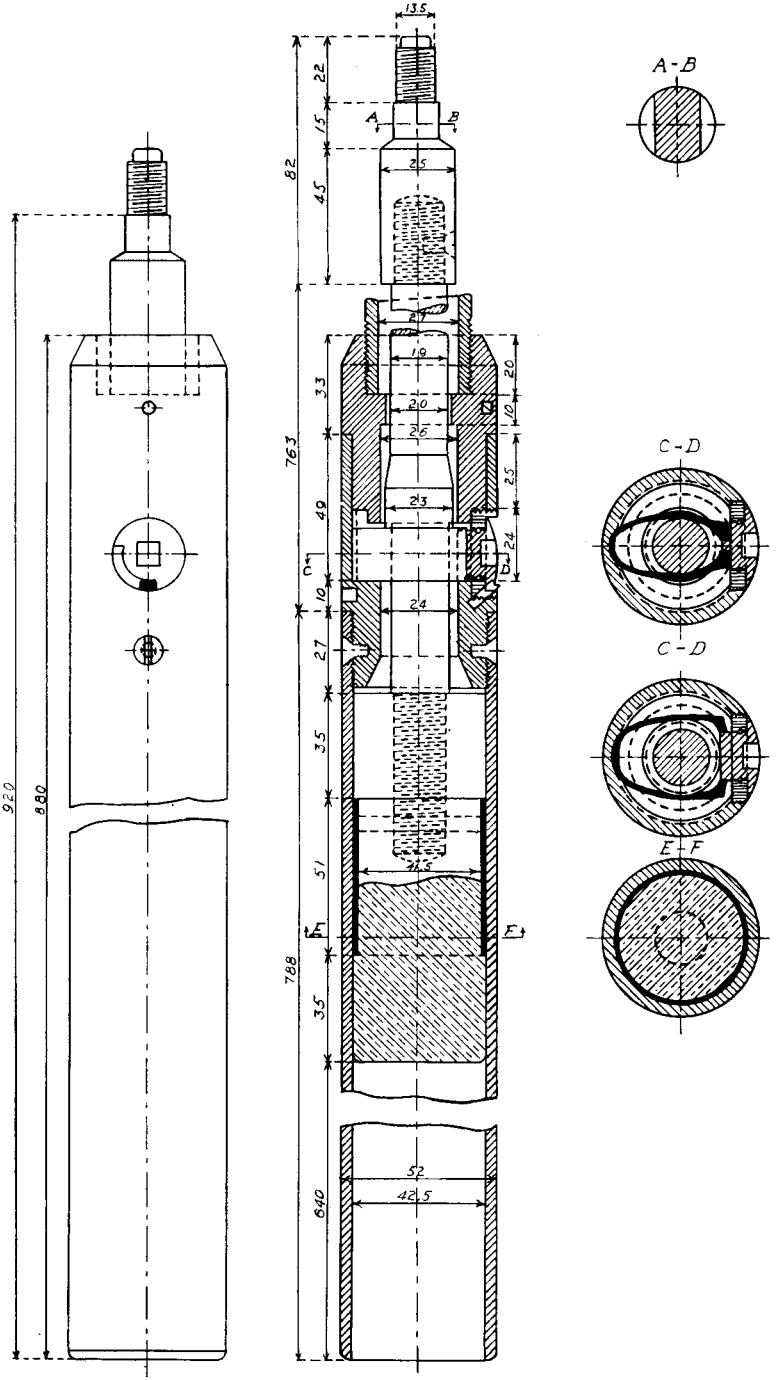


Figure 1.—Details of a piston-borer. — Schéma et coupes du foret à piston. — Schematische Darstellung und Schnitt durch einen Kolbenbohrer. — Esquema y cortes del taladro a pistón.

down into the ground without the piston being at the same time pressed into the cylinder. When the depth from which the sample is to be extracted has been reached, the bracehead is screwed onto the top of the rod and an adjustable bracket placed under the bracehead, adapted so that the bracehead rests on it. Then the clamp is unlocked from the rod but remains fastened to the tube while the cylinder is pressed down further until the top of the cylinder touches the top of the piston and becomes locked there by the horseshoe-shaped spring shown on the drawing (later complement by the geotechnical section of the State Railways in Norway). Thanks to the bracket on which the piston has been hanging it will not have changed its position during the above operation, but the cylinder will thus be filled with a sample that has been directly cut out of the layer, not kneaded into the cylinder.

After the apparatus has been drawn up, the core of earth is pressed out of the cylinder by the piston (see photo), and a sample 64 centi-

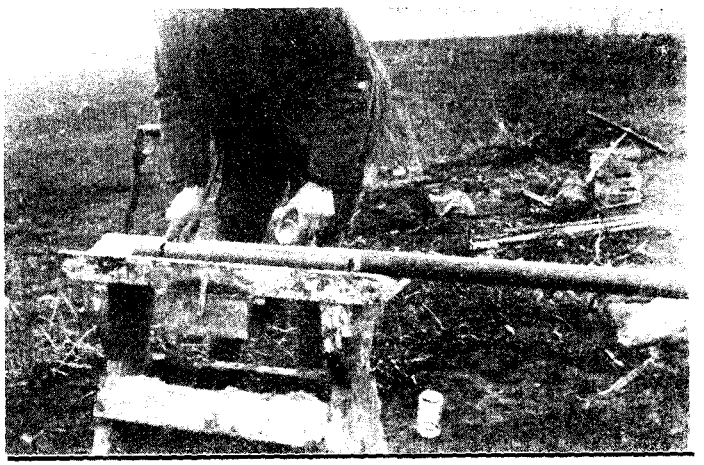


FIGURE 2.—**Removing the core of earth from the cylinder.** — Prélèvement d'un échantillon de terre extrait par le foret. — Entfernung des Erdkerns vom Zylinder. — Sacando una muestra de tierra del cilindro.

meters in length is obtained. From this are cut off, as a rule, two samples, each 8 cm in length (fitted for the sample boxes) at a distance of 50 cm from center to center.

When the solidity of the samples, taken up by the piston-borer, is determined by means of the Swedish cone-apparatus (an impression apparatus) quite reliable values are as a rule obtained. If the method of directly loading the sample is employed, too low values sometimes may be obtained, because cracks may have been produced in the sample, when taken in accordance with the method described.

The use of the piston-borer has increased more and more. Many thousands of samples have been extracted by its aid, and only in quite exceptional cases has it failed to give satisfactory results.

SUMMARY

The paper describes a method of obtaining earth samples with the most undisturbed natural consistency.

The Swedish State Railways have for many years (since autumn, 1923) used for this purpose an earth borer called a "piston-borer", which has been described in detail in "Teknisk Tidskrift", February 28, 1925. This borer consists of a cylinder into which a short piston is fitted. When lowering the tool to obtain a sample, the piston serves to close the bottom of the cylinder and thereby keep out impurities. When the tool is being raised, the piston closes the top of the cylinder and prevents the sample from being "sucked out."

The use of the piston-borer has increased more and more. Many thousands of samples have been extracted by its aid, and only in quite exceptional cases has it failed to give satisfactory results.

RESUME

Le rapport expose une méthode dont le but est de prélever des échantillons de terre dont l'état naturel a été dérangé le moins possible.

Les chemins de fer de l'État suédois emploient depuis plusieurs années (automne 1923) dans ces prélèvements un foret de terre, appelé foret à piston, décrit plus en détail dans "Teknisk Tidskrift" du 28 février 1925. Le foret est composé essentiellement d'un cylindre par lequel l'échantillon est prélevé et d'un piston plus court qui travaille dans ce cylindre. Ce piston a deux fonctions, l'une est de fermer le bout inférieur du cylindre pendant la descente afin d'empêcher l'entrée de matières étrangères, l'autre est de sceller, pendant la montée, le bout supérieur afin d'empêcher l'échantillon de tomber par aspiration.

Le foret à piston a été de plus en plus employé depuis des années. Des milliers d'échantillons de terre ont été pris et ce n'est que dans des cas exceptionnels que les échantillons obtenus n'ont pas été satisfaisants.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht beschreibt ein Verfahren, welches den Zweck hat Erdproben von möglichst natürlicher Zusammensetzung zu erhalten.

Die schwedischen Staatsbahnen haben sich für diesen Zweck seit langen Jahren (vom Herbst 1923) eines Erdbohrers, benannt Kolbenbohrer, bedient, welcher ausführlich in der "Teknisk Tidskrift" vom 28. Februar 1925 beschrieben ist. Der Bohrer besteht im Prinzip aus einem Zylinder, mit welchem die Proben heraufgeholt werden. In diesem Zylinder befindet sich ein eingepasster kürzerer Kolben, welcher die Aufgabe hat, teils das Unterende des Zylinders beim Hinabführen des Bohrers zu schliessen, damit hierbei keine Verunreinigungen in denselben eindringen können, teils beim Emporziehen des Bohrers das Oberende des Zylinders zu dichten, um das "Aussaugen" der Probe aus dem Zylinder zu verhindern.

Der Kolbenbohrer hat im Laufe der Jahre eine immer grössere Verwendung gefunden. Viele tausende Erdproben sind mit demselben genommen worden und nur in Ausnahmefällen sind die Proben nicht zuverläsig ausgefallen.

RESUMEN

La memoria describe un método para obtener muestras de tierra en que el estado natural se ha alterado lo menos posible.

Los Ferrocarriles del Estado de Suecia desde hace algunos años (otoño de 1923) emplean con este fin un taladro de tierra, llamado taladro a pistón, descrito más detalladamente en "Teknisk Tidskrift" del 28 de febrero de 1925. El taladro se compone esencialmente de un cilindro por el cual se obtiene la muestra y de un pistón más corto que trabaja en este cilindro. Este pistón tiene dos funciones: una, cerrar la parte inferior durante el descenso para impedier la entrada de materias extrañas, y la otra, cerrar la parte superior, durante la subida, a fin de impedir que la muestra caiga por aspiración.

El barreno de pistón se ha usado cada vez más en los últimos años. Se han conseguido mejores muestras de tierra y solamente en casos excepcionales no han sido satisfactorias las muestras obtenidas.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION MATERIALS*

MAURICE LUGEON
Professor of Geology of the University and Engineering School of Lausanne
Switzerland

I. PROBLEM

If in any country of the world it becomes necessary to have a large accumulating basin, the engineer tries to locate a river with good hydrological qualities, flowing through a valley of favorable topographic disposition; or the location for a dam is suggested by local topographic dispositions which appear to be especially good. If the engineer locates a dam in this way, it is the work of the geologist to decide whether this dam can be built or not.

II. CHOICE OF THE GEOLOGIST

In a book which I published not long ago [1] I wrote about the choice of a geologist. A geologist has two tasks. The first consists of research work on the site chosen for the dam; that is, finding out whether or not the engineer's project may be realized. The second is to advise the engineer later on during the erection of the dam.

For the same reason as one does not select an office engineer whose life was spent in making drawings and plans, as head of a building yard, it is necessary to choose a geologist used to outside work and not a scientist who has devoted himself to studies on paleontology.

**Études géotechniques des sols de fondation.*
Geotechnische Untersuchung von Fundament-Stoffen.
Estudios geológicos de los terrenos de fundación.

[1] *Maurice Lugeon: Barrages et Géologie (Méthodes de recherches, Terrassements et imperméabilisations) 188 p. 41 fig. 63 phot. Lausanne, Rouge & Cie, 1932.*

[TRANSLATION FROM THE FRENCH.]

If once again I am insisting on the right choice of a geologist, it is because during my long experience with dam constructions I have many times seen errors and grave mistakes made by geologists who were not sufficiently qualified for that kind of work.

One should not forget that the geological method is an empirical one. It is carried out with common sense. Laboratory researches are very seldom applicable, except in cases of soil foundations, and even then we may occasionally reach more with pure logic than with scientific computations. The experimentist too often forgets that earth or rock materials are not homogeneous and that extrapolation may sometimes become dangerous.

III. Preliminary Geological Study

There are cases where a proposed project may immediately be accepted or rejected. It is discarded without further examination if the rock-layers on which the dam abutments would rest are parallel to the valley, a case which I explained in my above-mentioned book. Furthermore all projects where the dam has to be built on layers of gypsum are to be eliminated. However, if we find a thin layer of gypsum in the foundations, the dam may be built (case of St. Laurent Dam, Catalonia).

If a valley to be dammed up is epigenetic, that is, consists of a primitive valley filled up with alluvium (as is the case on the Jogne in Switzerland and on the Sautet in France), we must look upon such a project with great reserve.

With few exceptional cases no projects should ever be accepted without preliminary geological research work. Those exceptions exist in territories recently scoured by glacial erosion, where we may see the fresh rock surfaces which were polished by the ancient glacier (Alpine and northern cases, that is, in countries with youthful topography). But in the majority of cases researches are indispensable.

The researches are made by means of horizontal galleries, driven forward until we meet sound rock; of different test holes; of shafts with a gallery beneath the river, etc.; all methods nowadays very well known. Permeability tests with pressure water must also be made. It should be said that we can never spend enough time on this research work and that we should not try to save money on such expenses. All this work is really quite cheap in comparison to the total cost of a dam and its appurtenances.

The geologist can give a definite opinion only after this research work has been finished. This research work may sometimes take up several months.

IV. The Foundation Soil

A dam must always rest on sound rock. It is very difficult to tell in a general way if the rock has this indispensable quality. For the geologist, however, it should be easy to decide on the matter, because he has to take the entire responsibility for the rock foundation of a dam.

Civil engineers may distinguish between the following rocks:

A. *Crystalline schists* (gneiss, mica-schist, chloritic-schist, etc.).—Generally gneiss is a most excellent rock. It becomes somewhat

doubtful only if it contains too much mica or where it changes over to mica-schist. This latter dislocates itself quite easily in accordance to the system of schistosity which may necessitate important retaining work for the lower part of the foundations as well as for the cut-off trench. It is better to avoid crystalline rocks which are too schisty and too micaceous.

B. *Shales and argillaceous schists.*—In most cases they are good for foundations. However there may be softened zones along the planes of friction. In that case there arises the necessity of deepening the foundations, especially the cut-off trench as well as the whole surface of the foundation base.

C. *Granite.*—This comprises all granulous rock of igneous abyssual origin (syenite, diorite, gabbro, etc.). These rocks provide us with a network of fractures which subdivide the mass into big parallelopipedons, in which case inconveniences might be met of the kind of stratified rock, cut transversally to the layers.

Furthermore these rocks are very often in an advanced state of decomposition of their feldspar and the decomposition is in general more pronounced the older, in a geological sense, the country in question is. This decomposition may seize the whole mass of rock or penetrate it in layers. Excavations must always be deeper in such zones as may contain clay. Also such decomposed zones may have been more or less washed out. After putting such rock under pressure we may therefore expect more or less important losses, which, however, are not so dangerous from a geological point of view, as for all practical purposes this rock is not dissolvable.

D. Modern volcanic rock.—Generally not favorable, especially no massive rocks such as basalts, as they are almost invariably crossed by fissures of shrinkage. As to volcanic tuffs they mostly act in the same way as sandstone.

E. Sandstone.—Treacherous rock which is often crossed by fissures and which shows a great irregularity as to its natural cementation, so that in places it may even crumble to sand. It should be noted that the hardening of this kind of rock is always more pronounced on the surface than in the depth.

F. *Limestone.*—This rock is the worst and should be avoided. However, there are different kinds of limestone, and the position of its layers is quite an important matter. If the layers are either vertical or very much inclined toward the upstream side we have the best situation of limestone rock. But if the layers are horizontal or show a very small inclination, losses of water are to be feared in such quantities that an accumulation gets impossible. I have described several such cases. On the other hand, if the limestone is found in layers which alternate with layers of marly contents a construction is admissible. This is the case with the Sautet Dam in France, which is 125 m high and which suffers practically no losses at its abutments.

V. Excavations

In the following I shall only give estimates of a general nature.

As was stated before, all excavations must reach sound rock. Very often rock is better and sounder at the bottom than at the top of

a cliff. The reason is that the age of a cliff is not simultaneous. It is older at the top than at the bottom, because the valley in question is the result of a long process of erosion. In spite of the fact of the load being smaller at the sides than in the middle of the valley, the rigid fixing generally should be deeper at the first than at the latter. Every argument based on the diminution of the excavation at the top of the future structure should be rejected. Quite frequently this excavation work is underestimated and one tries to economize on it at the abutments which is a grave error. Sooner or later there will be losses of water near the abutments. This is a very well known fact.

If in the neighborhood of the rigid fixings of the dam we encounter traces of fissures, through which there may be losses, it is advisable to cover them up after having cleaned them thoroughly. This phenomenon is typical for calcareous masses.

In all these cases we suppose that it is possible to temporarily divert the water-course either by means of one or of several tunnels or by displacing it in its own alluvial soil.

In this latter case a cofferdam must be erected. This is quite an important question, as we know cases where these structures were built with not enough care and were therefore destroyed during a high flood. In a narrow valley the construction of a cofferdam is easy enough, whereas in a wide valley with a big layer of alluvium several methods may be used. We may successively erect several cofferdams formed by sheet-piling in such a manner that we drive a first row and excavate inside of this sheet-piling. From the lower ground we then drive another row of sheet-piles to reach finally by excavation the base of the pit.

Another method consists of, what is called, the lowering of the subsoil water-level which necessitates the boring outside the cofferdams of a big number of holes of large diameter for the pumping.

Finally we may choose the method of caisson foundation, which is often used in the case of diverting weirs of rivers with great discharge.

VI. The Question of the Cut-off Trench

The necessity of a cut-off trench may be criticised. In the past I criticised it myself. Since then new structures have persuaded me of the absolute need of a cut-off trench. A cut-off trench might be omitted only in the case of entirely compact and absolutely sound rock, without even a trace of shaking, fissures, etc., a condition which we may find only in certain kinds of granite and gneiss.

The depth of the cut-off trench is variable. In the lower part of the dam it may be as much as 4 meters and even more if we should find decomposed rock, and its depth decreases as we reach the higher part of the dam.

Whatever is being said here for masonry dams, whether they be of the gravity type or the simple arch type, holds true also for multiple arch dams as it is necessary to provide the different arches with cut-off trenches and treat alike the foundations of the buttresses.

Finally in the case of an earth dam the basis of the impermeable core must be treated the same as a cut-off trench, only with even

more care. If for a masonry dam we may allow a certain uplift pressure, that is, if we admit that a little quantity of water may flow underneath its foundations, this phenomenon is absolutely inadmissible for any earth dam. In that case we should always fear a slow washing off of the dam material which would ultimately lead to settling and sliding phenomena of the downstream face of the dam.

VII. Watertightening

With very few exceptions all rocky soil is more or less permeable, a condition called by geologists "big-scale permeability" and which is determined by fissuration or by loosening of the rock layers, in contrast to "small-scale permeability" which is capillary or interstitial permeability.

The methods of watertightening by cement injections are nowadays very well known. We also know that in some special cases experiments were occasionally made with asphalt; finally we possess very exact proceedings on watertightening with silicates. In my book, cited at the beginning, I demonstrated the method based on the coefficient of the permeability of the rock, used in order to determine the depth of the zone beneath the dam to be injected.

Recent experiences on two big dams clearly showed us the efficiency of the method. The following will give you those two examples:

Gravity dam of Sarrans (Truyère, France), height 110 m, surface of the foundation 11,000 m². Granite split up into big parallelopipedons; local decomposition along the fissures.

	Veil of cement grouting	
	Primary veil	Controlling veil
Number of grout holes	43	38.
Total length of all holes	1,437.80 m	1,359.90 m.
Average length of 1 hole	33.50 m	35.80 m.
Quantity of cement used for grouting	382,205 kg	282,650 kg.
Average quantity per meter	265 kg	206 kg.

Note.—Grout seal between rock and concrete 1,900 holes, total length 3,600 m, cement used for grouting 280 tons.

About 2 years after turning the dam over to operation the losses of water through the rocks are 46 liters per minute, of which 10 liters leave through the drains. There is a loss of 4 liters per minute at the bottom sluices. Thus this method has proved to be successful.

Let us mention a peculiar detail. All grout holes were driven down deep enough, so as to ensure losses of not more than 1 liter per minute, per linear meter, under a pressure of 10 kg during 10 minutes. Nevertheless we estimated that the grout holes should not be longer than 50 meters even if the losses of water should be somewhat bigger. Now despite these big precautions the rock shows on the left shore losses revealed by the flood galleries. They amount to several hundred liters per minute which economically does not need to be considered especially since in a technical sense the rock is practically

indissoluble. Just the same these losses show that even in rocks of granite one can never be careful enough.

Sautet Dam, semigravity dam on the Drac (France), height 125 meters, calcareous in big layers, broken to plates in spots, sometimes a little marly. Layers slightly wavy contain some fissures (diaclases).

In addition to the normal veil it was necessary to make a big second veil on each side of the slope of the valley so as to reach as vast a domain of rock as possible.

Number of grout holes, primary—and controlling veil		67
Number of grout holes, big second veil		42
Total length of diamond-drilled holes	meters 4, 509	
Total length drilled with superhammer	do 3, 139	
		7, 648
Repeated drillings	meters	3, 050
Quantity of cement for grouting	kilograms	2, 450, 000
Average quantity per linear meter	do	320

Grout seal between rock and concrete 741 m and 159,400 kg of cement.

With the addition of all appurtenant structures (such as gallery of derivation, cable gallery, collector, main bottom-drain, etc.), the total length of all bore holes was 12,100 m, the repeated drilling 3,275 m, and the cement used for grouting 4,600 tons.

The abutments of the dam prove to be absolutely dry. This is a most evident demonstration of the perfect watertightening of the supporting rocks.

However it should be noted that the big second veil did not fulfill all hopes put into it. A small amount of water, though still acceptable, passes through it. The holes at distances of 15 to 16 meters should have been somewhat closer to each other. But since on account of the design of the big second veil the galleries of access can still be reached, it would always be possible, if need be, to better this situation until there is complete stopping of all losses of water.

In summarizing we may say that with the exception of gypsum, very sandy sandstone, too rough alluvions of insufficient density, too cavernous limestone or tectonically crushed, plastic clay, certain massive lavas, and in certain cases schists enclosing too much mica, all other rocks may be safely used as abutments of high masonry—or earth dams. However this statement has not the meaning of a law, but is merely a rule based on empiric experience. We should never forget that every dam is a special case in itself as well as in what concerns the foundation ground. They are not objects to be constructed in workshops. There will always be natural restrictions to which the geologist and the engineer must adapt themselves. To build a dam always means a new experience on account of the heterogenity of the geological elements.

SUMMARY

The author, who acted as consulting geologist for a great number of dams, shows the importance of geological studies before the start of the actual construction work. He gives a short description of the good and bad qualities of the main rock formations which may be met with in the foundations. He shows furthermore that the method of examination, described in a book, published not long ago, proved to be

very successful on the two latest dams in France, namely the ones of Truyère and of Sautet.

RESUME

L'auteur, qui a participé comme géologue à la construction d'un grand nombre de barrages, montre l'importance de l'étude géologique préliminairement à tous travaux. Il donne une classification sommaire des qualités et défauts des roches principales rencontrées dans les terrassements. Il montre que la méthode qu'il a développée dans un ouvrage spécial pour établir le coefficient de perméabilité admissible s'est révélée excellente dans deux grands barrages français récents, celui de la Truyère et du Sautet.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser, welcher als Geologe für eine grosse Anzahl von Talsperrenbauten zugezogen wurde, zeigt die Wichtigkeit der geologischen Studien vor Beginn der eigentlichen Arbeiten. Er gibt eine kurze Beschreibung der guten und schlechten Eigenschaften der hauptsächlichsten Gesteinsformationen, welche in den Fundamenten angetroffen werden können. Er zeigt weiter, dass die Untersuchungsmethode für die Feststellung der Dichtigkeit des Felsens und des Durchlässigkeitskoeffizienten, die er in einer besonderen Arbeit aüsführlich beschrieben hat, ausgezeichnete Erfolge bei den zwei neuesten französischen Talsperren, derjenigen der Truyère und des Sautet ergeben hat.

RESUMEN

El autor, que ha tomado parte, como geólogo, en la construcción de un gran número de presas, demuestra la importancia de los estudios geológicos antes de empezar la construcción de la presa. Describe brevemente las buenas y malas cualidades de las rocas principales que se encuentran en los terrenos de fundación. Demuestra además que su método para determinar el coeficiente de permeabilidad de las rocas, que describe en una obra que ha publicado recientemente, ha dado muy buenos resultados en dos grandes presas francesas, la del Truyère y la del Sautet.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

ENGINEERING GEOLOGY OF DAM SITES*

WARREN J. MEAD
Professor of Geology, Massachusetts Institute of Technology
United States

The technical feasibility of building a dam, the type and design of the structure, as well as important details of construction, are principally dependent on the geological features and conditions of the site. A thorough investigation of the geological features of a site and an understanding of their engineering significance are essential. The fields of responsibility and interest of the engineer and geologist merge and interweave in a manner that requires close cooperation and mutual understanding.

An early phase of activity at a prospective dam site is adequate surface and subsurface exploration of the foundation and abutment materials with the necessary accompanying investigations of the pertinent physical properties of these materials.

METHODS OF EXPLORATION

SURFACE MAPPING

All natural surface outcrops or exposures should be mapped and studied as a means of securing a three-dimensional picture of the geology of the vicinity to serve as a basis of the layout of subsurface exploration. Particular attention should be directed to structural features including the attitude of sedimentary beds, folds, faults, fissures, and shear zones and the attitudes, spacing, and openness of joints. The nature, localization, extent, and depth of weathering of

**Géologie de l'ingénieur pour les emplacements des barrages.*
Ingenieur-technische Bodenuntersuchungen von Talsperren-Ausbaugeländen.
La ingeniería y la geología en los emplazamientos de presas.

the rocks should be studied. If soluble rocks such as limestone, dolomite, or marble are present, it is important to acquire as much information as possible bearing on the probability of underground solution channels and caverns from a study of the surface geology and other sources of information in the vicinity.

TEST PITS AND TRENCHES

Exploratory surface excavations in the form of test pits and trenches are of great value. Their possibilities are frequently overlooked and neglected. In many instances extensive use of bore holes has been made where less expensive test pitting and trenching would have yielded more and better information.

CORE DRILLING

Modern exploration practice employs the use of core boring wherever core recovery is feasible. The development of double-tube core barrels and the drilling of larger diameter holes have made possible satisfactory recovery of core in soft materials not previously amenable to core boring. The choice of core-boring equipment—diamond drill, steel or hard alloy cutters, shot drill—depends on the nature of material, time and cost factors and is immaterial as far as results are concerned. Maximum possible core recovery is essential. Drill operators are prone to focus their attention on the boring of the hole rather than on the sample recovered and close intelligent supervision and inspection are imperative.

Competent and careful attention should be given to the logging of the holes with adequate description of the condition of the material at the time of recovery as certain types of material, such as shale and weathered rock may change rapidly in appearance and deteriorate with time. It is important that the log of the hole be accompanied by other pertinent data, particularly the behavior of water in the hole during drilling as loss of water or the encountering of flow of water yields important evidence of openings in the rock.

Core should, of course, be placed in substantial boxes or cases, plainly and properly labelled, and protected from the weather. Loss of core or failure to recover core should be indicated in a suitable manner. Core removed for tests or other purposes should be replaced by wooden blocks or other markers carrying a record of the date and reason for such removal. In the case of holes drilled in steeply inclined sedimentary strata, it is of great importance that the orientation of each piece of core be not lost. Proper interpretation of geologic structure may depend on knowing the top end of each piece of core. It is advisable therefore under these conditions to mark each piece of core in a suitable manner (such as an arrow painted on the side of the core and pointing to the top end) so that there can be no question as to its original orientation.

The grouting of exploratory core drill holes at the completion of each hole is a procedure which should be given careful consideration in the exploration of a dam site. Valuable information regarding the existence of openings in the rock can be gained in this manner and in some ways this information is superior to that obtained by pressure

or pumping tests. It is frequently difficult or impossible to reenter exploration holes for grouting at a later date due to the fact that casing is usually pulled and many of the holes are in areas later disturbed by excavation. In grouting these holes it is important not to use pressures great enough to enlarge openings by lifting the rock. A pressure limited to 1 pound per foot of depth at which grout is applied is probably a safe maximum.

LARGE-DIAMETER CORE DRILL HOLES

One of the most valuable recent contributions to exploration methods is the large-diameter core drill which permits the geologist or engineer to enter the hole and examine the exposed section of the rock in place. In the United States these large-diameter holes have been employed with great usefulness at several dam sites investigated by the Tennessee Valley Authority including Norris Dam, and by the Corps of Engineers at Tygart River Dam and Bluestone Dam in West Virginia, at the Fort Peck Dam in Montana, and similar holes will be employed at the Possum Kingdom Dam site in Texas. It is evident that these large-diameter holes have become an accepted method of exploration. Drilling is accomplished by a rotating cylinder of the proper diameter employing shot as a cutting medium, or in soft rock using steel or hard alloy cutting teeth. The core is broken loose from the bottom of the hole by small charges of explosive inserted at three or more points in the bottom of the cut and is lifted by a suitable wedge device inserted in a small diameter bore hole drilled in its axis. In the soft Bearpaw shale at Fort Peck, Mont., the material is too friable to permit extraction of solid core. The entire section of the hole is broken and removed by means of a large auger having scarifying teeth. The finely broken material is lifted from the hole on the auger itself.

These holes can only be employed where the amount of water entering the hole can be controlled by pumping or by grouting. They obviously cannot be employed below ground water level where flow of water is beyond control.

The large holes afford a means of inspection of rock in place superior to any method hitherto available. A smoothly cut, in some cases almost polished, continuous surface of undisturbed rock is available for examination. The spacing and tightness of joints, seams, and fissures can be observed, and the existence and nature of soft layers not recoverable in small diameter core boring is disclosed in a manner not possible in the broken disturbed walls of test pits or shafts.

In permeable or open rock permitting too free a flow of water to be controlled by pumping, water may be controlled by grouting the rock previous to drilling the hole. This may be done by a suitable number of grout holes drilled outside of the proposed large diameter hole or by one or more grout holes drilled within the circumference of the proposed hole. The large-diameter hole in pregrouted rock affords valuable information as to the behavior of the grout. In light-colored rock it is advantageous to employ colored grout to aid in discrimination between rock and grout.

Large holes are used to advantage to examine the effectiveness of grouting quite aside from their use in preliminary exploration.

CHURN DRILLING AND WASH BORING

In materials not amenable to core drilling, some type of churn drilling or wash boring is generally employed. These methods of drilling serve to determine the depth to rock surface beneath alluvium or other unconsolidated deposits, the depth of weathering in weathered rock or the position of hard rock layers in shale too soft to core. The samples recovered are limited in their usefulness. They serve as a means of identification of the general nature of material but are of little use as a basis of physical measurements or mechanical analysis.

In sampling alluvial flood plain deposits or other noncoring materials various methods have been devised to secure truly representative samples by the use of cylinders driven into the material and designed to retain the sample on withdrawal. This is essentially like core sampling in hard rock. Churn-drill and wash-boring samples recovered by settling the material washed from the hole are obviously of limited value because the colloidal and other fine suspended matter is usually lost and not included in the sample.

GEOPHYSICAL PROSPECTING

Geophysical methods have useful application in certain phases of dam-site exploration. Their principal function is in the determination of thickness of the surface mantle of alluvium or other types of overburden including residual weathered rock. These methods are of special use in preliminary reconnaissance examination of tentative dam sites as the equipment is easily transported and the field work can be rapidly done.

Both the electrical resistivity method and the "seismic" method are adapted to the determination of the profiles of concealed rock surfaces. The electrical resistivity method is dependent on the difference in the electrical conductivity between the bedrock and overburden, or stated more accurately, a difference in conductivity between the water contained in the overburden and that in the bedrock. The water conductivity is obviously dependent on the content of dissolved electrolytes. The seismic method is dependent on a difference between bedrock and overburden in density and elastic properties. This method involves the measurement of rate of propagation of waves generated by shots of explosive and their reflection from surfaces of discontinuity.

The electrical method has perhaps been used more extensively than the seismic method but the latter has promise of increased usefulness and in some ways is to be preferred to the electrical method. It is most desirable that the geophysicist and the geologist cooperate in an interpretation of the data. It is an advantage to be able to check the geophysical data against a known geological section such as a bore hole. This is least necessary when the overburden is fairly homogeneous and the only sharp discontinuity in electrical or physical properties occurs at the rock surface. However, when the overburden is stratified and contains layers of varying electrical and physical properties, the correct interpretation of data becomes more difficult and a definite check on the geological sections more desirable.

Geophysical methods have possible application to the discovery of caverns and solution channels in limestone abutments, foundations, and reservoir rims.

Submarine acoustic methods, which may be properly included in the general field of geophysics, have been applied in at least one instance to the location of the inlets of leaks in cavernous limestone beneath the water of a reservoir. Leaks were located in this manner in the reservoir of the Dix Dam on the Dix River in north central Kentucky.

USE OF MODELS

It is often of great practical advantage to record the results of drill-hole exploration on three-dimensional models showing the space relationship of the geological features. Peg models in which each drill hole is represented by a rod or peg on which the log of the hole is indicated by colored paints are simple to construct and oftentimes of great usefulness. Models constructed of transparent celluloid showing the geological conditions in plans and sections are well adapted in some instances. Relief models of the site and vicinity showing the surface topographic features and the surface geology are on occasion of special value.

Dam Sites in Igneous and Metamorphic Rocks

BEARING STRENGTH

Rocks of this general type (granite, monzonite, syenite, diorite, diabase, babbro, and other intrusive igneous rocks, thick masses of volcanic rocks ordinarily termed trap rock, thoroughly cemented volcanic conglomerates and breccias, gneiss, schist, slate, marble, quartzite) are as strong as, or stronger than concrete and their bearing strength is adequate except in portions weakened by weathering or by structural features such as faults or shear zones.

Elastic properties of the rock and strain conditions existing in the rock assume importance in proportion to the height of the dam and the magnitude of the stresses imparted to the foundation and abutments by the structure. All foundations and abutments yield elastically in some degree under the stresses imparted by the dam. The physical properties of the rock differ from those of concrete and consequently their manner of response to stress is not the same. It is therefore important that the deformation, elastic or otherwise, of the foundation and abutment rocks be anticipated as a basis for proper design, particularly in the foundations of high gravity dams and of abutment rocks in arch dams. This involves the testing of suitable representative samples in the testing laboratory and of measurements of resident strain in the rock in place in suitable tunnels or galleries in the foundation and abutments. Elaborate tests of this nature were made at the Boulder Dam site.

RESISTANCE TO SLIDING

In rock of the types under discussion the boundary surfaces between masonry and rock, or, in the case of earth dams, between fill and rock, is almost never a plane surface. Consequently the

question of sliding of concrete on rock or earth fill on rock does not require consideration. Resistance to sliding is confined to the question of shearing strength of the concrete and of the foundation and abutment rocks in the cases of masonry dams and of resistance to internal slipping or shear in the case of earth dams. It, therefore, becomes important to determine the shearing strength of the foundation rocks in directions parallel to the shear involved in the consideration of the possiblity of sliding of the structure.

WATERTIGHTNESS AND GROUTING REQUIREMENTS

The openings in rocks of this class which might involve leakage through the foundation or abutments, are open joints, fractures or fissures, shear zones, and faults. With the exception of marble, the igneous and metamorphic rocks of this class are insoluble and open solution channels or cavities do not occur.

Joints are found in all rocks of this type and may be sufficiently open to require grouting near the surface. Earth movements involving natural deformation of the country rock may have produced fracturing and zones of shear sufficiently open and in such a position as to necessitate grouting. Wide shear zones involving undesirable thickness of broken and decayed rock may require special treatment by excavation of unacceptable material from such zones and replacement with concrete. It is important that exploration be sufficiently complete in detail to disclose any of these undesirable structural features in advance of actual preparation of foundation so that proper allowances may be made in plans and estimates.

Faults call for careful consideration for two reasons: First, they constitute planes of weakness on which movement has occurred in the past and on which movement may again occur if the region is seismically active; second, if they cross the line of the structure they present possible avenues of leakage. It is of course desirable, if possible, to so locate the dam that it is not crossed by faults. If the dam site is in a faulted region known to be seismically active, it is advisable to locate the dam entirely within a solid block between known fault planes in the expectation that future earth movements will make use of faults already existing and not develop new breaks. Although it is not in a seismically active region, this consideration was involved in the location of Boulder Dam site where a number of faults cross the canyon both above and below the site chosen.

In regions which are geologically known to have been free from fault movements and seismically undisturbed for long periods, the existence of faults in the foundation or abutments involves only consideration of their effect on watertightness and stability. At the Calderwood Dam, an arch dam, on the Little Tennessee River in Tennessee, a fault trending parallel to the river was disclosed in one of the abutments in such position that the arch stresses would be transmitted across the fault. This situation was treated by mining out the brecciated and softened rock of the fault zone and replacing it with concrete, with entirely satisfactory results.

PREPARATION OF FOUNDATION

Preliminary exploration should be adequate to determine in advance the amount of excavation involved in preparation of foundation. This excavation involves removal of disintegrated and decomposed rock and of all loose unweathered rock in which the joints, cleavage, and other planes of weakness have been unduly opened by surface agencies. It also involves the removal of all alluvial fill.

No special treatment is required to insure bond between masonry and rock of this class. Care should be taken in all rock excavation to keep the use of explosives to a minimum to avoid opening joints and partings in otherwise sound rock.

WEATHERING

All rocks of this type are susceptible to the destructive action of surface weathering agencies both mechanical and chemical. In some localities the rate of erosion has permitted the accumulation of a covering consisting of the least soluble products of rock decay which grade downward through intermediate stages to the fresh unaltered rock beneath. The irregular depth of penetration of rock decay commonly develops a very irregular boundary surface between fresh rock and weathered rock with deep reentrants into the fresh rock along joints and shear zones. This condition may complicate and increase the cost of preparation of abutments.

In some instances the residual product of decay on the upper part of the abutments extends below the top of the dam and it is necessary to tie the upper part of the structure into this weathered material which requires consideration of its stability and watertightness. The residual weathered material in rocks of this type has in general a large element of clay which tends to reduce the factor of permeability. The residual material from acid feldspathic rocks including arkose and certain of the schists, as well as igneous rocks of the granitic type, may be quite coarsely porous and have a permeability comparable to that of medium grain sand and consequently may require some type of cut-off wall or special treatment of the upstream surfaces. This material, however, has the advantage of homogeneous distribution of permeability and does not possess open zones in which leakage would concentrate.

Dam Sites in Sandstone

Sandstone varies in composition and appearance from light colored quartz sandstone to the darker colored varieties containing varying amounts of feldspars and ferromagnesium minerals. These darker varieties of sandstone are called arkose when the feldspar predominates and sometimes called greywacke when the ferromagnesium minerals are prominent in amount. All of the sandstones have been formed by the natural consolidation and cementation of sand deposits by infiltration of cementing materials, principally carbonates and silica. By complete cementation with silica they become quartzites.

BEARING STRENGTH

The strength of sandstone depends on the completeness of cementation and on the nature of the natural cementing material. The strength varies from well-cemented rocks much stronger than concrete to weak, friable, poorly cemented rock. It is important therefore to determine the physical properties of the rock experimentally. In structures involving more than moderate load concentrations, investigation of the elastic properties also becomes important. Sandstone as a foundation rock, even in the case of poorly cemented rock, has the great advantage of not being susceptible to plastic deformation, in contrast to many shales.

RESISTANCE TO SLIDING

As in the case of igneous and metamorphic rocks, the question of the resistance to sliding is essentially a question of the shearing strength of the sandstone. Sandstones as a whole have high internal friction coefficients which give the rocks high shearing strength when restrained under load. Sandstones frequently have interstratified beds or layers of clay or shale, and such layers, if lying at shallow depths within the foundation, may constitute potential surfaces of easy sliding. Exploration should be directed to investigate this possibility so that proper measures can be taken which may involve excavation to a depth below the objectionable layer.

WATERTIGHTNESS AND GROUTING REQUIREMENTS

The openings in sandstone which may permit flow of water beneath or around the structure are open joints, fractures, fissures, shear zones, or faults and the intergranular pores of the rock itself. The discussion of joints, fractures, fissures, shear zones, and faults under igneous and metamorphic rocks (p. 176) applies equally well here and need not be repeated. The permeability of sandstone occasioned by the intergranular openings varies with the grain size of the rock and the completeness of cementation. Many sandstones are sufficiently porous and permeable for this factor to involve undesirable leakage. Cement grouting is in general successfully applied to open joints, fractures, shear zones, etc., but has not proved to be a successful means of cutting off water flow through a permeable sandstone. The application of soluble silicate cements has been tried in certain European countries, but the writer is not familiar with the methods nor results of this work.

PREPARATION OF FOUNDATION

This involves the excavation of any overlying alluvial materials and of all unsound rock. No special treatment is required to insure good bond between concrete and sandstone. Sandstone, with the exception of the extremely shaley or argillaceous varieties, is not subject to rapid surface deterioration on exposure or drying.

WEATHERING IN SANDSTONE

Quartz sandstone weathers to a residual sand which grades downward through intermediate soft, partially weathered phases to the original rock beneath. This residual sand is porous and permeable, and in cases where the upper portion of the dam structure is tied into this weathered material, proper measures for cutting off or reducing leakage must of course be taken.

The feldspathic and ferromagnesian sandstones, arkose, and greywacke weather to a rather open-textured permeable material containing a considerable element of clay. This clay content gives the material more stability and less permeability than the residual sand of the quartz sandstones.

DAM SITES IN LIMESTONE

The term "limestone" is used here to include both limestone and dolomite which are essentially the same so far as engineering problems are concerned. Limestones vary from dense, strong, finely crystalline rock to relatively weak, soft, marly or chalky rock such as the Ocala limestone of Florida.

BEARING STRENGTH

The majority of the limestones are as strong as or stronger than concrete. Limestones of the poorly lithified type are obviously weak and tests of physical properties should be made where there is any question of adequacy of the rock involved. Limestone is a soluble rock and is characterized by solution channels and caverns. Foundation and abutment rock appearing sound and dependable at the surface may have inadequate supporting strength due to the existence of concealed solution openings. It is of the greatest importance therefore that exploration be carried on in sufficient detail to disclose the existence of any such openings in the foundation or abutments close enough to the surface locally to challenge the bearing strength of the foundation.

There is no reason for apprehension over the possibility of damage to the completed structure by the solution of foundation or abutment rocks. The rate of solution of limestone, though rapid as a geologic process, is too slow in terms of years to constitute a threat. The concrete of the dam is more vulnerable to solution and alteration than is the limestone.

RESISTANCE TO SLIDING

As in the cases of types of rock previously discussed, resistance to sliding involves the shearing strength of limestone. In thin-bedded limestone with well developed bedding partings a possibility may exist of slipping within the limestone foundation on such partings. This possibility should be taken into consideration and, if necessary, be guarded against by suitable keying of the structure into the foundation rock. Limestone may have thin interstratified shale or clay layers along which there is low resistance to shear. Exploration, particularly with large diameter core borings, should disclose this condition and permit modifications of design to meet it.

The soluble nature of limestone and the consequent likelihood of solution channels and caverns calls for unusual care in exploration of foundations and abutments and also of the reservoir rim.

A variety of factors determine the location, extent, shape, size, and depth of these underground openings. A careful study of these factors by a competent geologist is of prime importance in the problems of dam construction in limestone areas. Space prevents a general discussion of these factors here. Reference will be made to only a few of the more important ones.

In some instances certain beds or strata of the limestone formation are much more soluble than others and a study of the limestone in the general region of the dam site may indicate the bed or beds of limestone requiring particular attention. Solution channels and cavities may be localized by very gentle regional folding which has opened joints and invited solution along the anticlinal arches in contrast to the unopened joints of the synclinal troughs. This factor may on occasion determine the location of a feasible site in a cavernous formation.

Solution channels in general may be looked upon as an underground drainage system and the divides in this underground drainage system frequently coincide approximately with the divides in the surface topography. Water entering openings in the limestone finds outlets along the river valleys and it is not uncommon to find cavern and solution channel systems which follow upward from the level of the river to points of inlet in sink holes in the valley sides. In limestone areas which have experienced regional depression, solution channels developed prior to such depression may be found below the level of present valley bottoms. A past history of lower water-table conditions may also have developed deep solution channels.

In addition to solution channels, limestone foundations and abutments may have (as in the cases of igneous and metamorphic rocks and sandstone discussed in the foregoing) open joints, fractures, fissures, shear zones, or faults, which may cross the line of the structure. Their consequences and treatment are essentially the same as in other types of hard rock and the discussion need not be repeated here.

The establishment of a watertight cut-off through cavernous limestone obviously presents difficulties in proportion to the size and extent of the solution openings. It is almost impossible or prohibitive to explore abutments, foundation, and reservoir rim in such detail as to discover all possible solution channels. Two alternative courses of procedure may be followed after a grouting program which has insured an effective bond of the dam with the foundation and abutments: (*a*) To permit the reservoir to fill and if undesirable leakage occurs to draw down the reservoir and apply remedial methods best adapted to closing the particular openings thus experimentally discovered; (*b*) to attempt to establish a grout cut-off through the abutments where possibility of leakage is suspected prior to the filling of the reservoir. The former method has the advantage of saving unnecessary grouting and of directing the effort

to cut off leakage to specific points of attack. The latter method has the possible advantage of preventing the appearance of leaks which might be disturbing to the public and lead to unfounded alarm.

Cement-sand grouting has not proved universally effective in closing openings in cavernous limestone. It is almost a hopeless task to attempt by this method to cut off solution channels with transverse dimensions of many feet or even a few feet. Grouting with hot asphalt has proved effective in some instances and holds much promise of usefulness in closing open solution channels. Asphalt has the advantage of solidifying on cooling and of building up temporary barriers against which later cement grouting may be placed.

Solution channels may be open or more or less completely filled with clay. Clay-filled channels may permit only a small passage of water when the reservoir is first filled, but this flow of water may progressively increase as the clay is washed from the openings. This may lead to the erroneous impression that the openings are being rapidly enlarged through the solution of the rock. This progressive cleaning out of clay filled channels may require a program of leak-stopping extending over a considerable period subsequent to the filling of the reservoir.

PREPARATION OF FOUNDATION

This involves excavation of all alluvial deposits that may cover the foundation and removal of unsound rock from the abutments and foundation. This may require the removal of undesirably thin rock covers of solution openings and the cleaning of these openings prior to filling them with concrete. The cleaned surface of the limestone requires no special treatment to insure good bond between concrete and rock and the limestone surface does not deteriorate on exposure to the air. If shale beds occur interstratified with the limestone they may require special precautions and special treatment, as discussed in the following section.

The surface weathering of limestone, dolomite, and marble produces a residual accumulation of the relatively insoluble impurities of the rocks, consisting of clay, chert, and iron oxide. These residual clays are in general impervious to water. However, in some instances moderate erosive action during the period of accumulation has washed away the clay leaving a highly porous accumulation of chert and "iron-stone" fragments. The boundary surface between rock and residual mantle is generally very irregular, with ridges and pinnacles of rock and deep clay pockets.

Dam Sites in Shale

The term "shale" is perhaps technically limited to fine-grained argillaceous sediments having well developed thin-bedded stratification and the property of splitting or parting in thin layers due to this layering. In the present discussion the term is used in a broader sense to include (without regard to bedding laminations) all fine-grained sedimentary rocks which were originally deposited in the form of clay or mud and have undergone various degrees of solidification and lithification by processes of compaction, crystallization, and cementation. (Slate, the cleavable, metamorphic equivalent of

shale, is not included.) Shales have a range in physical properties from those of clay to strong weather-resisting rock having properties approaching those of slate. With gradual increase in grain size shale may grade through silty shale to sandstone and with admixture of varying amounts of calcium and magnesium carbonates shales grade into limestone and dolomite.

As originally deposited in the flood plains of rivers, in delta deposits, at the mouths of rivers, in the bottom of lakes, or on the sea bottom, clay or mud has a very high content of included water. Under the weight of sedimentary material laid down upon it, the clay or mud undergoes consolidation by compaction with a corresponding elimination of water. The rate and amount of compaction is governed by the factors controlling the escape of the contained water. The material itself has a very low factor of permeability because of the subcapillary size of the intergranular openings. A large portion of the water is tenaciously held on the surfaces of the tiny particles, a considerable proportion of which are of colloidal dimensions.

Water is squeezed out of a sandy or a silty clay more readily than from a fat plastic clay. The thin layers interstratified with more pervious sands are unwatered more readily than thicker layers where the path of travel through the clay itself is longer.

The writer has been led to believe by laboratory research that load-compaction of clay causes shrinkage cracks to develop in attitudes transverse to the stratification and that water escapes by way of these cracks. Furthermore that these shrinkage cracks, though later closed by increased load, give rise to the joint systems in the shales.

To summarize briefly, the factors determining compaction are (*a*) physical nature of the clay or mud, particularly grain size; (*b*) thickness of deposit; (*c*) presence or absence of sand layers through which water may escape; (*d*) amount of load of superincumbent sediments; (*e*) length of time of application of load; (*f*) the amount of deformation of the mass by diastrophic movements.

When compaction proceeds to such a degree as to bring the particles into actual contact through squeezing away the tenaciously held surface water films, reactions which may be crudely and rather inaccurately compared to the setting of cement occur between the grains. This is essentially a setting or cementing process which knits or binds the mass together. Shales which contain calcium carbonate undergo setting or cementation more rapidly and easily than those devoid of this constituent because of the solubility, mobility, and ease of recrystallization of this material and the facility with which it acts as a cement. Cementation is aided by the higher temperatures which accompany deep burial, and its culmination is the development of hard, dense, strong rock approaching the properties of slate.

Slate itself is a product of this process with the additional feature of actual flowage or deformation of the mass under conditions of earth deformation in which the new mineral constituents developed by interaction and reorganization of the grains produces flat platey minerals in parallel orientation which give rise to the cleavage properties of slate.

Geological age is no measure nor criterion of the degree of compaction or cementation of shales. The other factors, among those listed above, control the rate of solidification. Soft-compaction shales (properly called clay) are found in formations as old as the Cambrian while well-cemented thoroughly lithified shales are found in late Mesozoic or even geologically younger formations.

From the foregoing it should be evident that shales may be divided into two types: (*a*) Shales which have been consolidated by compaction, with little or no intergranular cementation; and (*b*) shales which have undergone maximum compaction and in addition a cementation or "setting" process. There is no sharp line of demarcation between these two types. The shales of the first class, for lack of a better term, may be called "compaction shales" and those of the second class "cemented shales." These terms will be employed with the above connotation in the following pages.

Compaction shales slake and disaggregate when acted upon by water subsequent to partial or complete drying. The rapidity and completeness of disaggregation is largely dependent upon the completeness of previous drying. Drill core of compaction shale from below the water table in its natural condition of saturation, when placed in water, very slowly absorbs additional water and develops expansion cracks. These expansion cracks, however, may possibly be due, at least in part, to elastic expansion of the rock.

Well-cemented shales do not disaggregate when placed in water after previous drying. Types of shale intermediate between compaction shale and cemented shale when placed in water after drying may crack and fall apart, particularly along the planes of bedding, but do not undergo extensive disaggregation.

Slaking tests, the treatment of dried samples by immersion in water, throw much light on the nature of the shale in question and indicate the degree of care which must be exercised in preparing foundations for concrete.

In compaction shale it is reasonable to infer that in its natural saturated condition in the ground the constituent particles are each surrounded by a tenaciously held film of water and that due to this condition the rock is plastic and will deform by flow under sufficient stress differential. The writer has demonstrated this property of plastic flow for both the Fort Union and Bearpaw shales (later described) by closely fitting sections of shale drill core in its natural moist condition into a section of steel tubing and forcing the shale to flow out of a half-inch orifice by applying pressure to the end of the core by means of a closely fitting steel piston. Cemented shales cannot be made to flow in this manner.

Extensive core-drill samples from the Fort Union shales (sometimes referred to as clays) of Lower Tertiary age obtained in the exploration of a prospective dam site on the Missouri River in western North Dakota showed an average content by volume of 40 percent water. These are low grade compaction shales and have been buried under a load of many hundreds of feet of overlying sediments since Tertiary time. The extensive sampling of the Bearpaw shale, a Cretaceous formation in which the Fort Peck Dam on the Missouri River in western Montana is being constructed, indicated an average content

of water by volume of 27 percent. These shales are compaction shales but stronger and with slower slaking properties than the Fort Union shale. This material, however, disaggregates rapidly on exposure and extremely careful methods are required in preparation of shale surfaces for application of concrete. Shales of Permian age which have been studied at prospective dam sites in eastern Kansas contain in their natural saturated condition in the ground an average of approximately 16 percent by water volume. These have been compacted under much greater load and for a much longer time than the Bearpaw shales at the Fort Peck Dam site. The lower content of water is evidence of a greater degree of compaction, but these shales likewise will slake and revert to mud when dried or partially dried shale is placed in water. The shales of Pennsylvanian age at the Tygart Dam site in West Virginia in their natural saturated condition in the ground have an average moisture content of about 9 percent water by volume. Here cemented shales and high-grade compaction shales occur interstratified.

The propensity of compaction shale to disaggregate in water after previous partial drying is shared by other argillaceous rocks particularly deposits of hydrated or kaolinized volcanic ash or fine-grained volcanic tuff. In this latter category is the Cucuracha formation through which the Gaillard Cut of the Panama Canal was excavated and in which extensive slides occurred due to the plastic deformation of the material. Also in this general class of slakable rocks are certain conglomerates having clay or shale matrix as well as certain types of glacial till, particularly those derived from the glacial reworking of shale formations. All of these rocks, in this general class of slakable argillaceous or clay-like materials merit extremely careful attention in the examination of foundations, abutments, and reservoir rim formations in arid and semiarid localities where the watertable is deep and where partial desiccation to considerable depths is possible. Rock in this class may appear adequately strong and tight in its dried condition in natural exposures or in excavations, but will slake disastrously under the action of water. The failure of the St. Francis Dam in southern California in 1928 has been ascribed by some investigators to the unsuspected presence of slakable argillaceous rock in one of the abutments. It is an excellent practice to make slaking tests of all doubtful rocks.

BEARING STRENGTH

The plasticity of compaction shales increases with the natural water content of the shale but no reliable rule or formula has been nor can be developed covering the relationship between bearing strength and natural water content. It can, however, be stated that bearing strength increases as natural water content decreases. In other words, bearing strength increases with degree of compaction and degree of compaction is indicated by the natural water content.

If the shale is restrained, its capacity to carry load without yielding other than elastically is increased in proportion to the restraint, as flowage of the shale can only occur when material can move away from the loaded area. This has long been recognized by engineers

and the device of "floating" structures on shale by first removing a mass equivalent to the load of the structure has been widely used.

The cemented shales are much more reliable from the standpoint of bearing strength. Under stress differentials of the order which may obtain in connection with dam construction they will not tend to yield by flowage. Their strength is comparable to that of concrete and the principal concern is with their elastic properties, as they have greater elastic deformation under load than concrete.

It is of prime importance to investigate the elasticity coefficients of any shale foundation for masonry dams. The relatively high elasticity of shale, both the compacted and cemented varieties, should be taken into account in design so that deflection of foundation under load variations between full and empty reservoir can be reduced to a satisfactory minimum or be properly allowed for. An undesirable degree of elastic deformation of foundation may open grout cut-offs, damage bond between concrete and foundation rock, and possibly produce undesirable effects through kneading action on the shale.

Compaction shales may undergo deformation due to the load of superincumbent beds when lateral support is removed by erosion leaving high steep cliffs which concentrate the load on the shale. This condition may be suspected when open joints are found in the overlying rock. In some instances, however, the overlying or cap rock may have been removed by erosion in the vicinity of the dam site and the fact that the shale has been deformed may be less obvious. Masses of shale which have failed under the load of overlying rocks some time in the past have been sheared and weakened by this experience and are less acceptable as foundation and abutment rock than similar shale which has been undisturbed. A multitude of shear zones is to be expected accompanied by local deep penetration of weathering resulting in zones of wet plastic clay. Careful geological studies should be made in advance of design when there is any reason to suspect this condition.

RESISTANCE TO SLIDING

The irregular boundary surface between concrete and shale beneath a dam essentially eliminates the need of investigation of the coefficient of friction of concrete on shale. Investigation of resistance to sliding involves therefore the shearing strength of the foundation shale along surfaces on which sliding might theoretically occur. It is advisable therefore to attempt to determine the shearing strength of shale by testing core specimens taken from the foundation rock.

A special device was constructed for this purpose for investigation of the shearing strength of shale at the Tygart Dam in West Virginia. This device consisted of a stationary block and a sliding member containing an appropriate opening in both the stationary and sliding portions in which the shale core was imbedded and having an arrangement which applied by means of car springs, an appropriate load in a direction perpendicular to the plane of movement between the two members. In this manner a test of the shale could be made approximating pure shear. There would be little value in tabulating various results of shearing tests of this type as the wide variation in the nature and properties of shale makes it impossible to generalize.

Tests should obviously be made on the particular shale involved and no reliance placed on results obtained elsewhere in other shale.

Resistance to sliding is of course increased by throwing the potential shear planes as deeply into the shale as possible and securing a corresponding increased buttressing effect of the rock downstream.

In construction of the gate structure of the spillway at the Fort Peck Dam which is founded on a relatively soft shale, increased resistance to sliding is provided by a large number of reenforced concrete dowel pins approximately 30 feet long, placed in 5-foot auger borings in the shale foundation and tied into the concrete floor of the structure.

PREPARATION OF FOUNDATION

After excavation of such alluvial material as may be present in the stream bed, all deteriorated shale should of course be removed to expose fresh unaltered natural shale surfaces. The rapid deterioration of compaction shale under conditions which involve any change in the moisture content of the exposed rock presents conditions and difficulties met with only in shale. Exposure to other than saturated atmosphere results in loss of water by evaporation with accompanying development of shrinkage cracks. When concrete is applied to such partially or even incipiently dried shale surface, that surface layer slakes in the water of the concrete and forms a permanent mud or soft clay layer between the masonry and the rock. Every measure possible should be taken to avoid this condition. A procedure which minimizes the development of this slaked layer between concrete and shale is to permit only the shortest possible time interval between final preparation of the rock surface and placing of concrete and to protect the prepared surface during this interval by the prompt application of a suitable coating of asphaltic or other acceptable waterproofing material. This procedure has been followed in connection with all masonry work on shale at the Fort Peck Dam, including the tunnel linings, the spillway structures, the inlet and outlet works, and the control shafts with satisfactory results. Importance of making every possible effort by rigid specifications and close rigorous inspection and control of operations to prevent the development of a slaked-shale zone between masonry and rock cannot be overemphasized.

Laboratory experiments and actual practice at Fort Peck, Mont., and at Tygart, W. Va., have demonstrated that the bond between concrete and compaction shales is distinctly better when the shale surfaces have been promptly treated with a waterproof asphaltic or bituminous coating.

Compaction shales in common with all rocks are in a condition of more or less elastic strain due to natural conditions. The tendency of all rocks having elastic strain is to expand toward free surfaces in excavations. Compaction shale because of its extremely low tensile strength has little resistance to this elastic expansion. This results in the opening of cracks, joints, or bedding partings near exposed surfaces. Much of the cracking of shale excavations, commonly attributed to surficial drying, is due to this phenomenon of elastic expansion. This propensity of compaction shale slowly to expand in foundation and abutment excavations is an added reason for

allowing only a minimum time interval between final preparation of excavation surfaces and placing of concrete.

WATERTIGHTNESS AND PREVENTION OF LEAKAGE

Shale foundations in general are very satisfactory from the standpoint of imperviousness. The plasticity of compaction shales under load tends to prevent the formation of open joints, cracks, and fissures or to heal them by flowage of the shale. The rock is insoluble and solution channels do not exist except where soluble limestone beds are interstratified with the shale. However, in the more compact types of compaction shales a minor number of open joints may exist and should, of course, be grouted.

Cemented shales may have open joints, fractures, fissures, or shear zones which should be grouted to prevent leakage under and around the structure.

In grouting operations in shale foundations and abutments grout pressure should be kept to a safe minimum. Because of the laminated structure of most shale, its low coherence along bedding planes, low tensile strength, and its plastic and elastic properties, excessive grout pressure may develop hydraulic-jack action and lift or deform the mass. Pressures should be limited to the load of the rock and dam above the level of grouting.

In shale foundations and abutments containing interstratified layers of sandstone particular attention should be directed to the condition of the shale immediately below such sandstone layers. These sandstone layers or beds, being in general porous and permeable, have been the locus of movement of ground water and it is frequently found that the shale layer immediately beneath has been softened and deteriorated by the water carried in the sandstone to distances far beyond the penetration of weathering.

WEATHERING OF SHALE

The compaction shales under the attack of surface-weathering agencies revert to clay by slaking under alternate drying and wetting, elastic expansion, and absorption of moisture. The depth of penetration of weathering is limited by the imperviousness and insulating properties of the resulting clay mantle. In shales intermediate between the compaction and cemented shale classes, weathering penetrates more easily and rapidly into the least cemented layers. Interstratified beds of highly compacted but incipiently cemented shale may revert to a condition of low-grade compaction shale for considerable distances into the abutments, while the cemented shale above and below remains essentially unchanged. Well-cemented shale has a considerable degree of resistance to weathering and may stand exposed in natural cliffs in the manner of sandstone and limestone. When completely weathered it reverts to a residual clay.

FOUNDATIONS OF EARTH DAMS

Earth dams founded on rock need not be discussed here. The problems of bearing strength essentially disappear. The problems of leakage through rock under and around the structure are not different

from those already discussed for a concrete dam. The question of resistance to sliding on or within the foundation is minimized as the structure itself is weaker in shear than the foundation.

Alluvial Deposits as Foundation for Earth Dams

The alluvial deposits of river valleys consist of the stream-borne products derived from the erosion of the surface of the drainage basin. They vary in character with the compositional nature of the terrain from which they are derived, with the shape of the valley, and the gradient of the stream. In terms of particle size, materials range from huge boulders in the torrential streams of mountainous country, through cobble, gravel, and sand sizes in the less rapid courses of the streams, to silt and the finest colloidal clay sizes deposited interstratified with sand on the flood plains of sluggishly moving rivers. Similar clays having high colloidal content are found in lake deposits, in glacial clays, and in certain types of glacial till.

The treatment of earth dam foundations which consist of boulder deposits, gravel, or sand, or mixtures of these materials involves only the question of the control of leakage through the foundation beneath the dam. Materials of this type have bearing strength, resistance to deformation and to sliding superior to the earth dam itself. This type of foundation material, however, is pervious and calls for thorough field and laboratory investigations of its permeability including, where possible, permeability tests on "undisturbed" samples, inferences as to probable permeability based on mechanical analyses, and in special instances, field measurements of the rate of flow of water through the material. The problems of methods and means of cutting off excessive underflow are for the engineer and are not pertinent to this paper.

The design and construction of earth dams on flood plain deposits containing fine sand, silt, and clay in varying proportions present a variety of problems and call for careful survey of the conditions existing and thorough study of these conditions. There are certain fundamental properties of the several types of alluvial materials which may be stated in simple fashion and which are fundamentally important in the analysis of this type of foundation material and in prediction of its behavior under the load of the structure. These are briefly summarized in the following.

River-deposited sand is characteristically laid down in a very open packed condition, i. e., with a high percentage of voids. The writer has taken many samples in the sand and silt of the flood plains and valley deposits of the Missouri and Colorado Rivers and observed that the porosity is in general between 45 and 49 percent. This open packed sand is susceptible to compaction under the load of a dam, but the amount of compaction which a sand will undergo under a given load is not proportional to its initial percentage of voids. Laboratory experiments on the sand of the flood plain at the Fort Peck Dam site on the Missouri River in Montana indicates that compaction of approximately 8 percent of the thickness of the sand may be expected under the load of the Fort Peck Dam.

Silt is likewise deposited in a state of open packing. The percentage of voids in the undisturbed silt at the Fort Peck Dam site

ranges between 40 and 55 percent of the volume. Silt is susceptible to compaction and increases in bearing strength and stability with compaction.

Compaction of sand and silt is dependent on the escape of the contained water. With slow application of load and adequate opportunity for escape of water consolidation occurs and produces increased bearing strength and resistance to deformation. If the load is applied too rapidly to permit the escape of water, or if the escape of water is prevented or inhibited by less pervious materials, the uncompacted sand and silt tends to yield plastically and to flow out from under a superimposed load. It is important therefore that every reasonable provision be made to insure escape of water from sand and silt in earth dam or embankment foundations.

Where impervious surface layers of clay or clayey soil are present, special provision should be made to insure opportunity for adequate upward drainage of water expressed from the foundation by the weight of the structure. In some cases toe drainage is adequate, in other cases gravel or rock filled drainage trenches cut through the surface layer are desirable, and in extreme cases the stripping of the impervious layer from the entire area of the dam may be indicated.

Clay which may be present in layers or lenses is inherently plastic and has the properties of a viscous fluid. It tends to flow from beneath an applied load to points of less load. Its initial movement may be extremely slow and may progress unnoticed over a considerable period of time, to be followed by a rapid culmination of movement. Clay appears to have a certain inherent capacity to resist deformation, but when loaded beyond this limit to the point of initial movement, its resistance to further deformation is very much less than was the resistance of the undisturbed mass to initial deformation.

Clay undergoes consolidation by compaction under load (discussed on p. 12) but the rate of compaction is much too slow for the engineer to make use of this phenomenon in design or construction schedule. Furthermore, the end product of compaction although stronger in shear is still plastic. Clay does not reach the condition of sufficiently close packing of the particles to become nonplastic as do sand and silt. Clay must be considered to be plastic and potentially a viscous fluid having little bearing strength unless adequately restrained on all sides and incapable of safely and permanently supporting more than very moderate loads. Countless examples of the natural failure of clay foundations under oversteepened river bluffs are to be observed. Many examples of the subsidence of structures built on clay foundations have been described in the literature. A noteworthy case was the failure of the Lafayette Dam near Oakland, Calif.

Much attention has been and is being given to investigations of the bearing strength of clay in the field of soil mechanics. Excellent progress has been made in development of methods of analysis of clay foundation conditions by investigation of the distribution of shearing stresses and measurements of shearing strength, elastic properties, and degree of compaction of the material. This analysis leads to the quantitative determination of safe load factors.

SUMMARY

In the introduction the fundamental relationship of geological factors to feasibility, design and construction and the mutual responsibilities and necessity of cooperation between the engineer and geologist are emphasized.

The first section of the paper is devoted to a discussion of exploration methods including surface mapping, exploration excavations, core-drilling methods, sampling and records, churn drilling and wash boring, their possibilities and limitations, and the use of core borings of sufficient diameter to permit entrance and inspection of the bore holes. The application of electrical and seismic geophysical methods in dam-site exploration is discussed. The use of models of various types as an important adjunct in the interpretation of exploration data is suggested.

The second section discusses the geological features of dam sites in various types of rock with particular attention to problems of bearing strength and elastic properties, resistance to sliding, leakage beneath or around the dam, and preparation of foundation. Particular attention is given to the problems of investigation of limestone foundations and the special care necessary in the investigations of shale foundations with emphasis on the great care necessary in the preparation of shale foundations for masonry. The constitution and physical properties of shale are discussed in some detail as a necessary basis for the consideration of exploration and construction problems.

The third section deals rather briefly with the significance of geological factors in foundations of earth dams, particularly those founded on alluvial deposits.

RESUME

On insiste au début sur la relation fondamentale entre les rapports géologiques et les possibilités d'exécution des projets et des travaux de construction et sur les responsabilités mutuelles et la necessité de coopérer de l'ingénieur et du géologue.

Dans la première partie du rapport on discute les méthodes d'exploration, c'est-à-dire, le relevé du plan de la surface, les fouilles d'exploration, les méthodes de sondage à carottes, échantillons et leur tabulation, les possibilités et la limite de l'utilité des sondages à battage et à injection d'eau, l'emploi des sondages à grand diamètre permettant l'inspection directe des trous de sonde. On discute aussi l'exploration des emplacements des barrages par les méthodes géophysiques électriques et séismiques. On indique l'emploi de différents types de modèles comme une aide importante à l'interprétation des données relevées pendant l'exploration.

La seconde partie analyse les caractéristiques géologiques des différents types de roche aux emplacements des barrages pour ce qui se rapporte aux problèmes particuliers de la force de soutien et des propriétés élastiques, de la résistance au glissement des infiltrations sous et autour du barrage et de la préparation de la fondation. On prête une attention particulière aux problèmes d'étude des fondations sur calcaire et à la nécessité d'une investigation préalable des fondations sur schistes, en particulier dans la préparation des fondations

en maçonnerie sur schistes. Les formations et les propriétés physiques des schistes argileux sont discutées en détail pour servir de base aux problèmes d'exploration et de construction.

La troisième partie passe rapidement en revue l'importance des facteurs géologiques pour les fondations des barrages en terre et en particulier pour ceux qui sont établis sur des dépôts d'alluvions.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Einleitung wird die fundamentale Beziehung der geologischen Faktoren betont, die zu brauchbaren Entwürfen und Konstruktionen führen, sowie die gegenseitige Verantwortung und Notwendigkeit einer Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Geologen.

Der erste Teil der Abhandlung ist einer Besprechung der Erforschungsmethoden gewidmet, Karten-Herstellung ist miteingeschlossen, sowie Ausgrabungen zu Untersuchungen, Kern-Bohrmethoden, Proben und Protokolle, Stüttel-Bohren und Auswaschbohren, ihre Möglichkeiten und Grenzen, das Anwenden von Kernbohrungen von genügendem Durchmesser um das Hineingehen, sowie die Überprüfung des Bohrloches zu gestatten. Die Anwendung von elektrischen- und seismologisch-geophysikalischen Methoden an Talsperren-Ausbaugelände-Forschungen ist besprochen. Der Gebrauch von Modellen von verschiedenen Typen als eine wichtige Ergänzung in der Beurteilung von Forschungs-Angaben ist vorgeschlagen.

Der zweite Teil behandelt die geologischen Formen von Talsperren-Ausbaugeländen in verschiedenen Felstypen mit besonderer Beachtung der Probleme, wie Tragfähigkeit, elastische Eigenschaften, Widerstand gegen Rutschen, Undichtigkeiten unter und um die Talsperre und die Herstellung des Fundaments. Besondere Beachtung wurde dem Problem der Untersuchung von Kalkstein-Fundamenten und die speziell notwendige Umsicht bei der Untersuchung von Bandschiefer-Fundamenten geschenkt, mit Betonung der grossen Sorgfalt, die notwendig ist bei der Herstellung von Bandschiefer-Fundamenten beim Mauerwerk. Die Zusammensetzung und die physikalischen Eigenschaften von Bandschiefer sind ausführlich besprochen zur notwendigen Grundlage bei der Beachtung von Erforschungs- und Konstruktionsproblemen.

Der dritte Abschnitt beschäftigt sich kurz mit der Bedeutung von geologischen Faktoren der Fundamenten von Erddämmen, besonders diejenigen, welche in Alluvial-Ablagerungen fundiert sind.

RESUMEN

En la introducción el autor hace notar la relación fundamental que existe entre los factores geológicos y la posibilidad de ejecutar los proyectos y las obras de construcción, así como las responsabilidades mutuas y la cooperación necesaria entre el ingeniero y el geólogo.

En la primera parte de la memoria se discuten los métodos de exploración, incluyendo el levantamiento del mapa geológico, las excavaciones de exploración, los métodos para hacer los sondeos con taladros anulares, las muestras y la manera de llevar las notas, los sondeos a percusión, sus posibilidades y limitaciones, y el uso de taladros de suficiente diámetro para permitir la inspección de los

agujeros de sondeo. Se discute el empleo de los métodos geofísicos, eléctricos y sísmicos empleados en la exploración de los emplazamientos de las presas. Se sugiere el uso de diferentes tipos de modelos como un factor importante en la interpretación de los datos obtenidos en la exploración.

La segunda parte analiza los aspectos geológicos de los sitios escogidos para presas a base de las diferentes clases de rocas, con atención especial a los problemas de la capacidad de sustentación y a las propiedades elásticas, la resistencia al deslizamiento, la filtración debajo o alrededor de la presa, y la preparación de la fundación. Se estudian también los problemas concernientes a las fundaciones sobre piedra caliza, y el cuidado especial que requieren las fundaciones sobre esquistos, especialmente en la preparación de las fundaciones de mampostería sobre esquistos. La constitución y propiedades físicas de los esquistos se discuten en detalle, como base necesaria en los problemas de exploración y construcción.

La tercera parte estudia brevemente la importancia que tienen los factores geológicos en las fundaciones de las presas de tierra, y especialmente las que están ubicadas en depósitos aluviales.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

UNTERSUCHUNG UNTER BERUECKSICHTIGUNG DER GEOTECHNISCHEN BESCHAFFENHEITEN DES BAUGRUNDES BEI TALSPERRENPROJEKTIERUNG*

Prof. M. M. GRISCHIN
Moskau
U. d. S. S. R.

Die Grundlagen der Theorie und Berechnung von Stauwerken insbesondere aus Beton und Eisenbeton, sind heute ziemlich weitgehend geklärt, dagegen kann man das von dem Fundament solcher Bauwerke nicht gerade behaupten, obgleich die Lebensdauer und Stabilität des Bauwerks vom Verhalten des Untergrundes wesentlich abhängt.

Die grosse Anzahl der Einstürze von Stauwerken, selbst in der allerletzten Zeit (z.B. San-Francis), zeigt erstens, dass man die Eigenschaften des Untergrundes nicht genügend untersucht hat; zweitens wird der Einfluss verschiedener Faktoren (z.B. Strukturänderungen unter dem Einfluss des Stauwerkes usw.) auf das Verhalten des Untergrundes nicht richtig oder nicht genügend eingeschätzt, und drittens fehlten zuverlässige Berechnungsgrundlagen für das Fundament, besonders im Falle komplizierter geologischer Struktur (heterogene Gesteine, Schichtung, tektonische Störung, usw.).

Die bekannten Werke von *Terzaghi* vor allem für lockeren Boden und von *Vogt* für Felsuntergrund haben viel für das richtige Verständnis dieser Fragen beigetragen; viele wertvolle Erfahrungen, die in der Talsperrengeologie gesammelt und teilweise z.B. von M. Lugeon, Ransome u.a. veröffentlicht wurden, die zahlreichen Erfahrungen an europäischen und amerikanischen Baustellen sind von grossem Wert,

**Geotechnical studies of the foundation materials of large dams.*
Études géotechniques des sols de fondation des grands barrages.
Estudios geotécnicos de los terrenos de fundación de las grandes presas.

doch sind sie nicht allbekannte Quellen für die Lösung der bei der Projektierung entstehenden Fragen. Daher ist die Initiative der "Kommission der Hohen Talsperren" für die Vereinigung der Theorie mit der praktischen Arbeit bezüglich dieser Fragen von grösster Wichtigkeit.

Da diese Abhandlung nur die geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes von Stauwerken berührt, so suchen wir, aus den allgemeinen Bedingungen des Einflusses der Stauwerke auf ihre Gründung ausgehend, eine Reihe von grundsätzlichen geotechnischen Konstanten zu entwerfen, die bei der detaillierten Projektbearbeitung notwendig sind; für Vorentwürfe können diese Forderungen selbstverständlich gemildert werden.

Die notwendigen Geotechnischen Konstanten zur Berechnung der Deformationen und des Spannungszustandes von Stauwerkgründungen

Die nach Fertigstellung des Bauwerks und nach Füllung des Staubeckens entstehenden Wirkungen können in zwei Gruppen eingeteilt werden:

1. Belastungen, die vom Stauwerk auf die Gründung übertragen werden, und

2. Wirkungen, die vom mechanischen und physisch-chemischen Einfluss des in den Poren und Ritzen des Untergrundes sickernden Wassers herrühren.

Ausser diesen Erscheinungen, die von der erbauten Stauanlage, bezw. von dem durch sie geschaffenen Stau abhängen, muss man noch mit geologischen Erscheinungen, die im Staubereiche auftreten können und die einen Einfluss auf das Schicksal des Bauwerks haben können, rechnen. Hierher gehören Felsstürze, Rutschungen, seismische Erscheinungen u.a.

Nach Errichtung des Bauwerks entsteht ein neuer Spannungszustand in dem Untergrund, hervorgerufen, z.T. von senkrechten Kräften, wie Gewicht des Mauerwerks und verschiedener Betriebseinrichtungen, Gewicht des Wassers, Auftrieb oder Sohlenwasserdruck usw., z.T. von wagrechten Kräften, wie Wasser- und Erddruck auf den Staukörper und auf die Gründung usw.

Das Problem des Spannungszustandes im Untergrund kann mit gewissen Begrenzungen mit Hilfe der Elastizitätstheorie für den Fall des homogenen Gründunsbodens gelöst werden. Doch werden solche Methoden in der Praxis, selbst bei homogener Gründung selten angewandt.

Mit dem Fall einer Punkt- und Linienlast haben sich J. Boussinesq und E. Melan befasst und für verschiedene Flächenbelastung lockerer Böden (gleichmässig, dreieckig, trapezförmig u.a.) haben Kögler, Strohschneider, Scheidig Lösungen gegeben und viele Versuche ausgeführt. Für Felsgründung sei auf die Arbeit von *Vogt* hingewiesen.[1]

Solche Probleme sind auch von Sowjetgelehrten, wie Pusjirewsky, Gerssevanoff u. a. gelöst.

[1] *Vogt: Berechnung der Fundamentdeformation. Oslo, 1925.*

Zur Berechnung der Spannungen und der mit ihnen verbundenen Deformationen im homogenen Baugrund ist die Kenntnis folgender Grössen notwendig:

(1) E, Elastizitätsmodul.
(2) G, Gleitmodul.
(3) M. Querdehnungszahl.

Das Verhalten des Untergrundes ist verschieden je nachdem ob er aus felsigem oder nichtfelsigem Boden besteht.

(A) Bei Gründung aus Felsboden werden die berechneten Spannungen mit den für dieses Gestein zulässigen bestimmt. Die zulässigen Spannungen werden auf gewöhnliche Weise auf Grund von Festigkeitsversuchen (Druck-Zug-Schubfestigkeit) unter Zugrundelegung einer vielfachen Sicherheit bestimmt. Besonders wichtig ist der Druckfestigkeitsversuch, da die Druckspannungen für die Gründung gewöhnlich ausschlaggebend sind, dann bei geschichtetem Fels, die Schubprüfung. Die Zugfestigkeit spielt meistens nur eine untergeordnete Rolle, da Zugspannungen im Untergrund nicht zugelassen werden.

Die Festigkeitsversuche müssen an trockenen oder naturfeuchten und an wassergesättigten Probekörpern durchgeführt werden. Letztere kommen den Verhältnissen des Gesteins im Betriebszustand am nächsten. Ausserdem muss beachtet werden, dass die Gesteinsfestigkeit im Untergrund wegen der Verhinderung der Querdehnung (allseitiger Druck) namentlich bei massiven Staukörpern gewöhnlich viel grösser ist als die Festigkeit der Probekörper im Laboratorium. Deswegen ist die Sicherheitszahl in der Felsgründung überhaupt viel grösser, als es die gewöhnliche statische Berechnung ergibt.

Oft, wenn nicht meistens, ist die Festigkeit des Gesteins in verschiedenen Richtungen verschieden. Daher ist es notwendig die Druckfestigkeit in verschiedenen Richtungen zu prüfen, vor allem parallel und normal zu den Felsschichten.

Bei gewissenhafter Felsuntersuchung sind folgende Werte zu bestimmen:

(*a*) Druckfestigkeit.
(*b*) Zugfestigkeit.
(*c*) Biegungszugfestigkeit.
(*d*) Schubfestigkeit der Gesteinschichten.

Die Biegungsprüfungen soll man nur in den Fällen ausführen, wenn Biegungsdeformationen in der Gründung wirklich auftreten können, z.B. Schichtenstruktur des Baugrundes, wenn die Schichten nachgeben können.

Abgesehen von den jeweils geltenden Vorschriften für Festigkeitsprüfungen wird empfohlen, in einigen Fällen die Felsdeformationen bei allseitigem Druck zu bestimmen, unter Bedingungen also, die im Innern des Felsmassivs vorhanden sein werden. Diese Prüfungen sind ähnlich denjenigen mit körnigem (nicht felsigem) Boden (z.B. Sand). Bei diesen Versuchen muss ebenfalls eine Formänderungskurve aufgenommen werden, die den Zusammenhang zwischen der Druckdeformation und der wirkenden Belastung angibt.

(B) Bei nicht felsigem Baugrund (Sand, Lehmboden, Lehm, Kies, Geröll usw.) wird die Festigkeit des Bodens durch die Grösse des

Reibungswiderstandes und der Kohäsion bestimmt, wobei eine Grenzziffer für die zulässigen Setzungen anzugeben ist.[2]

Für die Bestimmung der Reibungskräfte muss die Grösse der Reibungsziffer $f = \operatorname{tg}\phi$ — wo ϕ der Bodenreibungswinkel ist, — experimentell ermittelt werden. Die Grösse der normal zu der Schubfläche wirkenden Kraft wird aus statischen Berechnungen ermittelt.

Die Grösse des Reibungswinkels ist für die Berechnung der Bodenfestigkeit notwendig. Die Reibungsziffer $f = \operatorname{tg}\phi$ ist der Grenzwert des Verhältnisses der tangentialen zur normalen Spannung in dem betrachteten Punkte, bei dessen Überschreitung eine gegenseitige Verschiebung der Bodenteilchen entsteht.

Die Grösse der Kohäsion hängt vom inneren Kapillardruck im Boden "p_k" und vom Reibungswinkel φ ab. Wenn diese Grössen bekannt sind, kann man die zulässige Belastung auf dem bindigen Boden, d.h. die Bodentragfähigkeit berechnen. So ist z.B. nach Gerssevanoff der Grenzdruck "p_o" auf dem unendlich grossen Halbraum, wenn keine Bewegung der Bodenteilchen stattfindet

$$p_o = \frac{\pi p_k}{\sqrt{\frac{1}{\sin^2\varphi} - 1} - \text{arc tg}\sqrt{\frac{1}{\sin^2\varphi} - 1}} \qquad (1)$$

wo "p_k" — innerer Kapillarbodendruck, "φ" — Winkel der inneren Bodenreibung ist.

Die Grösse des Winkels φ ist ein Mass der Bodenfestigkeit (bis zur Aufquellung) bei der Berechnung der Grenzlasten. Diese kann mittels bekannter einfacher Methoden, z.B. nach Pauker, Gerssevanoff,

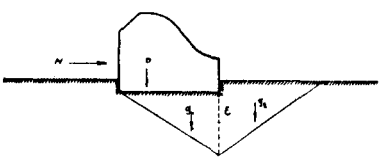


Abbildung 1.

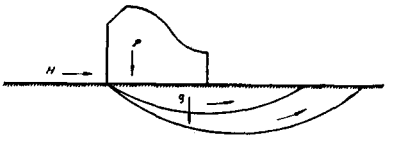


Abbildung 2.

ABBILDUNG 1–2.—**Berechnung von φ, dem Winkel der inneren Bodenreibung.**
Computation of φ, the angle of internal friction of the soil.
Calcul de φ, l'angle de friction interne du sol.
Computación de φ, el ángulo de fricción interna del suelo.

(1) **Nach der Methode des "Quell-Prismas" von Gerssevanoff und Welle.**
According to the method of Gerssevanoff-Welle.
D'après la méthode de Gerssevanoff-Welle.
Según el método de Gerssevanoff-Welle.

(2) **Unter Zugrundelegung gekrümmter Gleitflächen nach der Methode von Gerssevanoff und Grischin.**
According to the method of Gerssevanoff and Grischin.
D'après la méthode de Gerssevanoff et Grischin.
Según el método de Gerssevanoff y Grischin.

Krey u.a. (bei der Wirkung senkrechter Kräfte) und nach der Methode des "Quellprismas" von Gerssevenoff, Welle (Abb. I) oder auch unter Zugrundelegung gekrümmter Gleitflächen von Gerssevanoff, Pusji-

[2] *Beim Bau der Wasserkraftanlage SWIR (U. d. S. S. R.) betrug die Setzung der einzelnen Bauten (Wehr, Krafthaus) auf dem Devonlehm bis zu 0,20–0,30 m in Übereinstimmung mit der vorherigen Berechnung.*

rewsky, Grischin usw. (Abb. 2) ausgeführt werden. In allen diesen Fällen ist der Schubwiderstand der Bodenteilchen längs der Trajektorien die Reibungskraft $T=N \operatorname{tg} \varphi$, wo n die normal zu der Schubfläche stehende Kraft ist.

Die Kohäsionskräfte muss man berücksichtigen bei Vorhandensein des Kapillardruckes im Boden, d. h. für die Böden, die nicht völlig mit Wasser gesättigt sind.

Der Boden unter einem Wehr ist gewöhnlich vollständig mit Wasser gesättigt. Nur wenn er sogenannte "eingeklemmte Luft" enthält oder manchmal während der Bauperiode kommen Ausnahmen vor, namentlich, wenn der Untergrund aus wenig durchlässigem Lehm besteht. Deswegen ist der Einfluss der Kohäsion auf das Verhalten der Wehrgründung nicht gross. Allein so viel die Kohäsion bei der Untersuchung des Bodens gleichzeitig mit dem Reibungswinkel (Schub, Scherung des Bodens) bestimmt wird, so ergibt sich diese Konstante in allen Fällen der Wehrgründungsuntersuchung, aber wird nicht immer in den Berechnungen berücksichtigt.

Die Bestimmung des Reibungswinkels und der Kohäsion muss sowohl an der Baustelle durch Schubversuch von dem Boden durchgeführt werden (z.B. die beim Wehrbau SWIR angewandte Methode) als auch im Laboratorium mittels Prüfung ungestörter Bodenproben ermittelt werden. Letztere sind bei natürlicher und bei Grenzfeuchtigkeit (Feuchtigkeitsgrad=I) zu prüfen.

Die frühere Methode der Festigkeitsberechnung für weiche Böden nach der "zulässigen Bodenpressung" ist veraltet und die diesbezüglichen, besonders die offiziellen Vorschriften sind bei Wehrgründen, selbst bei vorläufigen Berechnungen nicht brauchbar.

Anstelle der zulässigen Bodenpressung wird die grösste Bauwerksetzung angegeben, die mit Rücksicht auf die konstruktiven Gesichtspunkte für das Stauwerk ausgehend, noch als zulässig erachtet wird. Zu diesem Zwecke sind Laboratoriumuntersuchungen nötigs aus denen die Kompressionskurve, die die Abhängigkeit der Veränderung der Bodenporösität von der Belastung ausdrückt und die Konsolidationskurve, die den zeitlichen Verlauf der Deformationen angibt, konstruiert werden.

Bei diesen Prüfungen wird die Verdichtungsziffer α bestimmt zu:

$$\alpha=\frac{\epsilon_0-\epsilon_1}{p_1-p_0} \text{ kg/cm}^2 \tag{2}$$

wo ϵ_0—Bodenporosität unter der Belastung p_0 (kg/cm^2)
ϵ_1—Bodenporosität unter der Belastung p_1 (kg/cm^2) bedeuten.

Diese Kennziffer braucht man bei der Berechnung der Bauwerksetzungen; für Letten und Lehmgründungen verwendet man die Formel von Terzaghi oder die in der U.d.S.S.R. mehr verbreitete Formel von Gerssevanoff:

$$S=\frac{ah(p-p_0)}{1+\epsilon_0+\alpha p_0}\left[1-\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{1}{e^{\xi T}}\right] \tag{3}$$

wo S—Senkung der Bauwerkfundamente, T—Jahre nach dem Bau,
a—Verdichtungsziffer
h—Stärke des gepressten Bodens

ϵ_o—Porosität des Baugrundes vor der Errichtung des Bauwerks, entsprechend der Belastung p_o (z.B., das Gewicht, der höher liegenden Bodenschichten, die während des Baues entfernt werden).

p—Belastung die das Bauwerk auf seine Gründung ausübt.

e—2,17828. . . .

ξ—Beiwert, der von den elastischen Eigenschaften und von der Durchlässigkeit des Bodens abhängt:

$$\xi=\frac{75.10^6\cdot k(I+\epsilon_o+\alpha p_o)}{\gamma\delta h^2} \tag{4}$$

In der letzten Formel haben, p_o, α, h, dieselbe Bedeutung, wie in Gl. (3).

k—Durchlässigkeitsziffer

δ—Gewicht das Wassers in kg/cm³.

γ—Gewicht des Bodens in kg/cm³.

Als Dimensionen werden gewählt: cm, kg, und Jahr,

Für die Ermittlung der Bodensetzung muss man also in jedem Falle folgende Werte kennen;

1. Raumgewicht des Bodens γ
2. Bodenporosität (Porenziffer) bei verschiedenen Belastungene
3. Verdichtungsziffer "α"
4. Durchlässigkeitsziffer—"k"

Diese Konstanten sind an ungestörten Bodenproben zu bestimmen.

Die Probebelastung in der Baugrube ist auch ein Mittel zur Bestimmung der zulässigen Bodendruckspannungen, dessen Bedeutung man jedoch nicht überschätzen darf, weil die Lastflächengrösse dabei eine wesentliche Rolle spielt, deren Einfluss noch nicht restlos geklärt ist. Jedenfalls soll diese Prüfung in das Programm der Bodenuntersuchungen mit aufgenommen werden.

Noch wertvoller ist die Bodenprüfung in Bohrlöchern in verschiedenen Tiefen mit einer Tiefstanze grossen Durchmesser (z.B. Bodenprüfung von Wolfscholz), da sie ein richtiges Urteil über den Dichtigkeitsgrad in der ganzen Stärke des Bodenmassivs gestattet.

Bei der Berechnung der Fundamente auf elastischem Boden ist es nötig, den Beiwert der elastischen Nachgiebigkeit (Bettungsziffer C, gewöhnlich angegeben in kg/cm³) zu ermitteln. Dieser Beiwert verbindet die elastische Setzung "y" mit der Bodenpressung "p."

$$p=Cy \tag{5}$$

und wird durch Feldversuche mit Probelasten bestimmt, wobei die Lastfläche der zukünftigen Lastfläche tunlichst nahekommen muss. Da dies praktisch unerreichbar ist, muss man die Lastfläche möglichst gross wählen, jedenfalls nicht unter 1 Quadratmeter.

Sollten in dem Baugrunde verschiedene Bodenarten vorhanden sein, die sich schichtweise oder in Linsen lagern, so kann das Problem mathematisch nur für zwei wagrechte Schichten gelöst werden, und selbst dann nur mit einigen einschränkenden Annahmen; in allen übrigen Fällen muss man verschiedene Vereinfachungen anwenden, um eine Näherungsberechnung durchzuführen.

Bei solchen Verhältnissen müssen alle Schichten und Gesteine eingehend untersucht werden, die im Belastungsbereiche des Stauwerks liegen. Ein anschauliches Bild hierfür liefern die Isobarlinien (Isostaten), die nach der Berechnung von Boussinesq, Melan u.a., durch Auswertung der bisherigen Versuchsergebnisse konstruiert werden können. Die zu untersuchende Zone ist durch die zulässige Spannung der schwächsten Bodenart die sich im Schnitt des Talbodens vorfindet, begrenzt. Die Abbildungen 3–5 zeigen die Isobarlinien (Isostaten) bei gleichmässig verteilter Belastung, u.z. Abbildung 3 die Druckspannungen

σ_x, Abb. 4 die Schubspannungen τ und Abb. 5

die maximalen Schubspannungen τ_{max}.

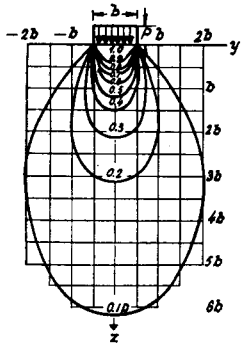


Abbildung 3.

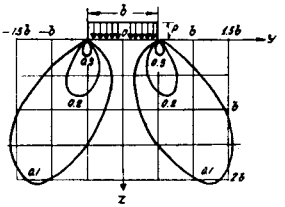


Abbildung 4.

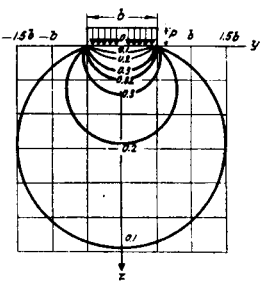


Abbildung 5.

ABBILDUNG 3–5.—**Isobarlinien.**
Según el método de Gerssevanoff y Grischin.
Lines of equal pressure (Isobaric lines).
Lignes d'égales pressions (Isobares).
Líneas de presiones iguales (Líneas isobáricas).

(3) **Druckspannung.**
Compressive stress.
Efforts de compression.
Esfuerzos de compresión.

(5) **Maximale Schubspannung.**
Maximum shearing stress.
Effort maximum de cisaillement.
Esfuerzo máximo de cortadura.

(4) **Schubspannung.**
Shearing stress.
Efforts de cisaillement.
Esfuerzos de cortadura.

Noch ungenauer ist das Verfahren, wenn man die Belastungszone durch gerade Linien begrenzt, die von den Rändern des Fundaments ausgehend unter 45° (bezw. zwischen 35° und 55°) gegen die Vertikale verlaufen.

Einer besondern Untersuchung müssen die Konstanten zweier verschiedener Schichten oder Gesteine unterliegen, deren Gleitbedingungen von denen der inneren Reibung des homogenen Bodens, bezw. von der Scherfestigkeit des geschichteten Gesteins wesentlich abweichen. Diese Abweichung ist namentlich bei Vorhandensein von Grundwasser, das sich in den Kontaktflächen, die nach den Stromlinien gerichtet sind (wagrecht oder ein wenig geneigt), (Abb. 6) bewegt, besonders gross.

Deswegen ist es nötig die Reibungswerte der Gesteine und Böden längs der Schichten oder Kontaktfächen, deren Gleitgefahr am grössten ist, zu bestimmen.

Ähnlich sind die Verhältnisse beim Anschluss der Stauwerkssohle and den Baugrund. An der Sohle ist ein Gleiten auf dem Fels, wenn der feste Zusammenhang zwischen diesem und dem Mauerwerk gelockert wird, möglich.

Hier ist es notwendig, sowohl die Grösse der Haftfestigkeit zwischen Beton und Fels, als auch die Reibungszahl zu ermitteln. Die Methode solcher Untersuchungen ist z.B. bei Dr. Kelen in seinem Werke angegeben.[3]

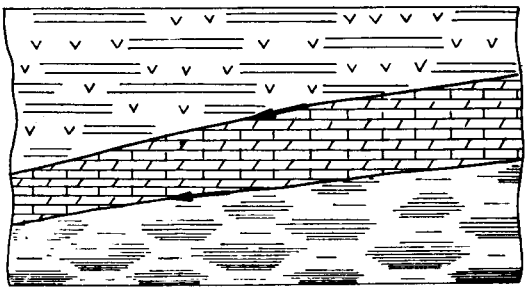


ABBILDUNG 6.—**Durchschnitt durch ein Fundament von 2 verschiedenen Gesteinsschichten bei Vorhandensein von Grundwasser, das sich in den Kontaktflächen bewegt.**

Cross-section through the foundation with percolation water moving along the contact surfaces of 2 different materials.

Coupe de la fondation, les eaux de filtration circulent de long de la surface de contact de deux matériaux différents.

Corte de la fundación, las aguas de filtración circulan a lo largo de la superficie de contacto de dos materiales diferentes.

Bei Gründung auf lockerem (nicht felsigem) Boden wird bei Überwindung des Gleitwiderstandes ein Teil des Bodens, wie es unsere theoretischen und experimentellen Untersuchungen für Sand zeigen, mitgerissen. Die Gleitfläche bildet sich im Innern des Bodens aus, folglich ist der Reibungswert zwischen Mauerwerk und Boden nicht massgebend. Bei kleiner Belastung und bei gleichmässiger Verteilung derselben kann jedoch eine Verschiebung auch auf der Fundamentsohle eintreten. In diesem Falle empfiehlt es sich, die Versuche für die Bestimmung des Schubbeiwertes mit einer Betonplatte durchzuführen, die unmittelbar auf den zu untersuchenden Boden aufbetoniert wird, entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen während der Bauausführung.

[3] *N. Kelen, Versuche zur Bestimmung des tangentialen Sohlenwiderstandes von Gewichtsstaumauern, Berlin, 1936.*

Der Stau ruft eine intensive Bewegung des Grundwassers in der meist durchlässigen Wehrsohle hervor.

Das strömende Grundwasser wirkt auf den Untergrund und auf das Wehrfundament, sowohl mechanisch (hydrodynamischer Druck auf den Boden, Auftrieb bezw. Sohlenwasserdruck, unterirdische Erosion (Suffosion, d.h. die innere Ausspülung der Gründung), als auch physisch (Veränderung der Bodenkohäsion, der Härte, der Reibung zwischen den Bodenteilchen oder zwischen den Schichten,

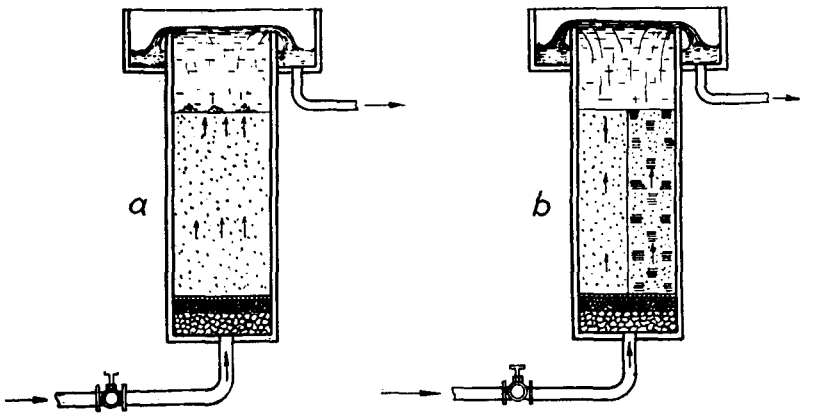


ABBILDUNG 7.—**Apparatur zur Bestimmung der maximalen zulässigen Sickerungsgeschwindigkeit, bzw. des grössten Sickerungsgefälles.**

Apparatus for the determination of the critical gradient or the maximum speed of percolation.

Matériel pour déterminer la pente critique ou la vitesse maximum des eaux de filtration.

Material para determinar la pendiente crítica o la velocidad máxima de las aguas de filtración.

(*a*) **Für homogenen Boden.** — With homogeneous soils. — Sol homogène. — Suelo homogéneo.

(*b*) **Für verschiedenartigen Boden.** — With heterogeneous soils. — Sol heterogène. — Suelo heterogéneo.

Volumenänderungen usw.) und chemisch (Zersetzung des Grundgesteins, Auslaugung des Betons).

Das über das Wehr oder durch die Auslässe fliessende Wasser kommt mit grosser Geschwindigkeit im Flussbett an und kann starke Auskolkungen unterhalb des Wehres verursachen.

Alle diese Erscheinungen müssen bei der Berechnung der Standfähigkeit des Bauwerkes und seiner Gründung berücksichtigt werden, anderseits müssen entsprechende Massregeln getroffen werden, die die schädlichen Wirkungen der genannten Faktoren vermindern oder ausschalten und das Bauwerk vor Beschädigungen und Zerstörungen schützen.

Zur Berücksichtigung des in der Gründung strömenden Wassers ist es notwendig, die Bewegung des Grundwassers zu kennen, u.z. den Druck, die Fliessgeschwindigkeit, das Gefälle und die Wassermenge in verschiedenen Punkten und Zonen des Baugrundes. Mit anderen Worten, man muss über ein hydrodynamisches Netz der Sickerung verfügen, das die Elemente der Grundwasserbewegung zu bestimmen erlaubt. Bei verschiedenen Fundamentausbildungen und bei homogenem Baugrund haben wir theoretische Lösungen für die Bewegung des Untergrundwassers von Pawlowsky, weiter von Wolff, Weaver u.a. Forchheimer hat ein graphisches Näherungsverfahren mittels Aufzeichnung des hydrodynamischen Netzes gegeben. Mit Hilfe einer Versuchsmethode auf Grund der elektrohydrodynamischen Analogie (EGDA), bearbeitet von Pawlowsky, ist es möglich, ein Netz der Strom- und Potentiallinien der Grundwasserbewegung auch bei nichthomogenem Boden für eine beliebige Fundamentausbildung darzustellen.

Um die genannte Methode bei der Projektierung auszunützen, muss man über folgende Kennziffern verfügen:

(1) Kornzusammensetzung (Sieb- und Schlammanalyze).
(2) Raum- und spezifisches Gewicht.
(3) Porosität.
(4) Durchlässigkeitsziffer nach den Laboratoriumsangaben und nach Abpumpen des Wassers an Ort und Stelle. Die in den Versuchen auszuübende Bodenpressung soll derjenigen am zukünftigen Bauwerk entsprechen.
(5) Zulässige Geschwindigkeit oder kritisches Sickergefälle, die den Boden vor Ausspülen seiner kleinsten Teilchen schützen.

Die ersten drei Beiwerte werden gewöhnlich durch die üblichen Bodenuntersuchungen bestimmt. Für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes ist in Abweichung von den üblichen Methoden das Studium der Wassersickerung im zusammengedrückten Boden enforderlich. Die Bodenpressung muss der zukünftigen Sohlenbelastung entsprechen. Es ist wünschenswert, die Wasserdurchsickerung an Proben, die ohne Störung ihrer natürlichen Struktur entnommen sind, zu studieren.

Das Problem der maximal zulässigen Geschwindigkeit bzw. des grössten Sickergefälles verlangt noch eine wissenschaftliche Bearbeitung und ist bis jetzt noch nicht in die Versuchspraxis eingeführt. Hierfür könnte man eine einfache Vorrichtung empfehlen (Abb. 7a). Ein Glas- order Metallzylinder, der mit dem zu prüfenden möglichst ungestörten Boden gefüllt ist, wird von unten nach oben mit Wasser durchströmt u.z. bei verschiedenen hydrostatischen Drücken. In dem oberen Teile des Zylinders kann man das Ausspülen der kleinsten Bodenteilchen sich anmerken und bei Messung der Wassermenge und des Standrohrspiegels die mittlere Filtrationsgeschwindigkeit und das Gefälle, bei dem die Heraustragung der Teilchen beginnt, bestimmen. (Die Strukturänderung des Bodens kann auch durch andere Mittel festgestellt werden. z.B. durch Beobachtung der Gefälleänderung usw.).

Nach Ausscheidung der kleinsten Bodenteilchen kann bekanntlich eine neue Setzung des Grundes eintreten, hervorgerufen von der Änderung der Bodenstruktur. Dies geschieht gewöhnlich dann, wenn die ausgespülten Teilchen einen grösseren Rauminhalt haben als das Porenvolumen des Materials vor dem Ausspülen. Wenn also das Verhältnis der ausgespülten Teilchen vom Grenzdurchmesser d_b zum ganzen Volumen αd_b und die Porenziffer des Bodens nach der Ausspülung ϵd_b beträgt, so kann die Setzung des Bodens nach der Ausspülung der Teilchen von $d \leq d_b$ stattfinden, wenn

$$\frac{100\ \alpha}{100-\alpha} \geqslant \epsilon \tag{6}$$

Für die Kontrolle der genannten Bedingungen wird die Grösse d_b vermittels mechanischer Analyse der ausgewaschenen Bodenmassen im Prüfungsröhrchen bestimmt (s. h.) und die Grösse α wird nach der Siebkurve des Bodens ermittelt, indem man auf der Prozentskala eine dem d_b entsprechende Grösse anmerkt. Zur Bestimmung von ϵ muss man den von Teilchen $d \leq d_b$ befreiten Boden (durch Spülung oder Sedimentation) den gewöhnlichen Untersuchungen über Raumgewicht und Porosität unterwerfen. Gleichzeitig muss man für denselben Boden, den wir "standfähig gegen Ausspülung" bezeichnen werden, den Beiwert k und die physisch-mechanischen Kennziffern (Kompressionskurve, Verdichtungsbeiwert) bestimmen, um über das Verhalten des Bodens nach der Ausspülung urteilen zu können.

Bei Vorhandensein mehrerer verschiedenartiger Böden im Baugrunde muss man obiges Verfahren für jede Bodenart anwenden und ausserdem die Sickerung an der Kontaktfläche von zwei Böden verschiedener Durchlässigkeit bestimmen. Die Ausspülung kann nämlich beginnen und gefährlich werden in den Anschlussflächen zweier Schichten. Zur Durchführung eines solchen Versuches kann man denselben Zylinder (Pub. 7b) benutzen, wie für homogenen Boden; er wird mit beiden Bodenarten gefüllt, die zeitweilig vermittels einer dünnen Scheibe getrennt werden, die man nach Ingangsetzung des Apparates entfernen muss. Vergleichend die kritischen Gefälle für jeden Boden, die einzeln erhalten werden müssen und das Gefälle für die Kontaktfläche, kommt man zu dieser oder jener Schlussfolgerung in Bezug auf den Sickervorgang in der Gründung.

Im Zusammenhang mit diesen Fragen steht die Frage nach dem Bestand des verkehrten Filters, den man in die Fundamentsohle von Wehren für die Entlastung des Auftriebs manchmal einbaut. Die Filter müssen in solcher Weise zusammengestellt werden, dass durch die Löcher in der Fundamentsohle keine Ausspülung der kleinsten Bodenteilchen stattfindet, die die Löcher verstopfen und ihre entlastende Wirkung hemmen könnten. Zu diesem Zweck werden Versuche zur Bestimmung des Grenzgefälles für Teilchen verschiedener Körnung angestellt, wobei dann die Körnung des Filters dem hydraulischen Gefälle entsprechend aufgebaut wird; letztere erhält man mit Hilfe der hydrodynamischen Netze.

Was die Grösse des Auftriebes an der Sohle des Stauwerks anbetrifft, so kann man die Druckverteilungskurve nach einer der angege-

benen Methoden analytisch oder versuchsmässig (EGDA) erhalten. Die Grösse der Druckübertragungsfläche an der Wehrsohle kann gleich der ganzen Fundamentfläche angenommen werden, da die Flächenreduktion für sandige und kiesige Böden so gering ist, dass man sie nicht zu berücksichtigen braucht. Eine unmittelbare Gründung des Bauwerks auf lehmigem Boden, der eine merkenswerte Verkleinerung der Druckfläche ergeben könnte, wird gewöhnlich im Interesse einer normalen Setzung lehmiger Gründungen nicht zugelassen. Meistens wird das Bauwerk auf eine Zwischenlage durchlässigen Sandes gegründet. Doch verlangt diese Frage noch genauere Untersuchungen.

Physikalische Erscheinungen, hervorgerufen von Wasserdurchsickerung im Boden, haben nur für lehmigen Boden Bedeutung. In diesem Falle, bei Sättigung des Lehms mit Wasser, entsteht eine Veränderung des Raumes (Aufschwellung), eine Aufweichung, die Vernichtung der Kohäsion. Beim Wasserdruck, der der Belastung auf dem Lehm nicht entspricht, kann eine Verminderung des Bodenreibungsbeiwertes entstehen. Besonders gefährlich sind diese Erscheinungen im Kontakte des Lehms mit Anderen Gesteinen.

Zur Schätzung des Gefahrgrades solcher Erscheinungen sind einige Angaben notwendig, wie:

(1) Fliess- und untere Elastizitätsgrenzen (nach Atterberg) mit Berechnung der Zahl und des Beiwertes der Elastizität.

(2) Aufweichung.

(3) Beiwert und Geschwindigkeit der Aufschwellung.

Man muss im Auge behalten, dass die Angaben gewisser Erscheinungen, die im Lehmboden während der Bauausführung eintreten können, nötig sind; z.B. beim Aushub der Baugrube, können bei Veränderung der Belastung und der Lehmfeuchtigkeit Deformationen des Baugrundes eintreten.

(B) GRÜNDUNG AUF FELS

Probleme, die dem schon beschriebenen analog sind, entstehen auch bei felsigen Gründungen. Doch hier haben wir mit der Durchsickerung des Wassers nicht in einer homogenen Gründung, sondern in den Rissen, Klüften u.dgl. felsiger Gesteine zu tun, da die eigentliche Porosität der Gesteine (ausgenommen schwache Kalk- und Sandsteine, Tuff usw.) in diesem Falle beinahe keine Rolle spielt. Deswegen haben wir für den felsigen Boden keine theoretische Lösung der Grundwasserbewegung und auch experimentell ist es beinahe unmöglich, ein Bild der künftigen Durchsickerung unter dem Werke aufzustellen.

Alles was man bei Untersuchungen ähnlicher Gründungen erzielen kann, läuft darauf hinaus:

(1) Kennzeichnungsangaben der Klüftigkeit,

(2) Kennzeichnungsangaben der Sickerfähigkeit des Baugrundes,

(3) Erweichung oder genauer die Standfestigkeit des Bodens im wassergesättigten Zustande.

Die Klüfte sind die Hauptbahnen der Wassersickerung in felsigen Gesteinen. Die Methode des Studiums der Klüftigkeit ist noch nicht genug ausgearbeitet und bezieht sich hauptsächlich auf die Prü-

fung der Borlöcher vermittels Wassereinpressung unter Druck; auf diese Weise studiert man einzelne Bohrlochstrecken von 3–5 m Länge. Ausserdem werden die Bohrkerne mit grosser Aufmerksamkeit studiert. Solch eine Betrachtung gibt eine Vorstellung von der Verteilung der Klüftigkeit längs der Senkrechten und bestimmt die Grenztiefe der Zementeinpressung, die gewöhnlich unter dem Betonsporn durchgeführt wird.

Allein eine solche Untersuchung genügt nicht, da Angaben über die Tiefe, auf die man die Stauwerke gründen kann, nötig sind. Auch musste man die Fläche der Klüfte auf der Gründungsoberfläche für die Abschätzung des Auftriebes ermitteln. Solche Forschungen haben sich in der Praxis nicht besonders verbreitet, obzwar sie von grosser Bedeutung sind. Die Schätzung der Klüftigkeit kann in diesen Fällen vermittels des "Klüftigkeitsmoduls" erfolgen. Darunter versteht man das Verhältnis der Fläche der Risse einer Einheit geöffneter Oberfläche (im Schurf, im Stollen, in der Baugrube) zu der Einheitsfläche selbst. Ausserdem werden absolute Messungen der grössten Klüfte vorgenommen und ihre Verteilung an der Oberfläche skizziert. Mit Hilfe dieses Moduls kann man die Klüftigkeit einzelner Gründungssohlen und überhaupt die Qualität verschiedener Gesteingründungen genauer vergleichen, anstatt der heute üblichen groben Kennzeichnung, wie "stark klüftig", "normal klüftig", "schwach klüftig" usw. An der Probe muss man nicht nur die sichtbare Klüftigkeit bestimmen, sondern auch die Mikro-Klüftigkeit, die man unter dem Mikroskop entdeckt, da dieselbe auf die Wasserdurchlässigkeit und Gesteinfestigkeit Einfluss hat.

Die Betrachtung der Gesteinklüftigkeit zwecks Bestimmung der Übertragungsfläche des Wasserauftriebs an der Bauwerksohle allein reicht noch nicht aus, da die Druckfläche durch Bildung kleinerer oder grösserer Hohlräume sich vergrössern kann. Die Entstehung solcher Hohlräume zwischen der Stauwerksohle und der Gründungsoberfläche kann durch verschiedene Ursachen hervorgerufen werden.

Aber diese Hohlraumbildungen sind teilweise an die Klüftigkeit des Gesteins gebunden, deshalb muss der "Klüftigkeitsmodul" als eine gewisse Angabe der Auftriebsübertragung auf die Gründung dienen.

Die Wasserdurchlässigkeit der Probekörper, die mittels spezieller Vorrichtungen (z.B. von Burchard) unter grossem Druck bestimmt wird, hat eine indirekte Bedeutung für die Auswertung der Wasserbeständigkeit der Gesteine, für die Auswertung der Filtrationsfähigkeit im Vergleich mit anderen Gesteinen.

Die Wasserbeständigkeit, d.h. die Unveränderlichkeit der Gesteine im Wasser ihrer mechanischen Eigenschaften im wassergesättigtem Zustande und für eine längere Zeitdauer haben Bedeutung hauptsächlich für Sedimentgesteine, deren Bindemittel sich im Wasser lösen können (z.B. Lehm, Gips usw.). Der Fall der zerstörten Sperre San-Francis, in deren Gründung sich u.a. roter Konglomerat befand, der beim Schlag klirrte, aber im Wasser zu öligem Teig wurde, ist ein besonders belehrender Fall. Solche Prüfungen müssen für Sedimentgesteine unbedingt durchgeführt werden.

(C) GRÜNDUNG AUF VERSCHIEDENARTIGEM BODEN

Ausser felsigem und nichtfelsigem Baugrund gibt es noch solche von zwischenartigen Gesteinen, so z.B. nicht dicht verbundene Konglomerate, Sandsteine usw. Im Baugrunde des massiven Kamyschin Wehres an der Wolga befinden sich ausser dem "Opokagestein" (eine Art von Diatomit), das grosse Festigkeit besitzt (Druckfestigkeit 400-800 kg/cm^2), und dichten Lehm, noch lehmige "Opoka" und diatomitartige Lehme, die in ihren Eigenschaften ein Mittelding zwischen dem felsigen "Opoka" Gestein und dichtem Lehm sind. (Ihre Druckfestigkeit erreicht 120 kg/cm^2.) Die Deformationen treten schnell nach Aufbringung der Belastung auf und es entwickelt sich ein eigentümlicher Bruch. Volumenvergrösserungen, Kapillardrücke usw. können an diesem Gestein ebenfalls festgestellt werden.

In solchen Fällen ist man genötigt, Versuchsmethoden für harte und für weiche Böden anzuwenden.

(D) KENNZEICHNENDE ANGABEN FÜR CHEMISCHE EINFLÜSSE

Die chemische Wirkung des an der Bauwerksohle durchsickernden Wassers kann sich bei Vergrösserung der Sickerungsgeschwindigkeit stark bemerkbar machen, hervorgerufen von Stau, obgleich das Wasser in dem Gründungsgestein auch bei natürlichen Bedingungen vor dem Bau der Stauanlage sich bewegt, doch mit geringerer Geschwindigkeit und darum ohne nennenswerte Auswirkungen.

Zur Beurteilung der Lösungs- oder Auslaugungsgefahr der Gründungsgesteine durch das Sickerwasser müssen folgende Forschungen durchgeführt werden:

(1) Allgemeine chemische Analyse des Gesteins und des Bodens,
(2) Chemische Analyse des Grund- und Flusswassers.

Die Analyse des Fluss- und Grundwassers ist notwendig zur Gewinnung eines richtigen hydrogeologischen Bildes des Talbodens, zur Aufklärung des Ursprungs der Spiegellage unterirdischen Wassers usw. Ausserdem gibt diese Analyse ein Urteil über die Angriffsfähigkeit des Wassers und deren Wirkung auf das Mauerwerk.

(E) DIE KONSTANTEN, DIE DIE STANDFESTIGKEIT DES FLUSSBETTES GEGEN DIE AUSKOLKUNG VOM OBERFLÄCHENSTROM CHARAKTERISIEREN

Der Widerstand des nichtfelsigen Flussbettes wird, wie bekannt, aus der Kenntniss der Korngrösse des Flussbettbodens, ihres Raum- und spezifischen Gewichtes, der Grösse der Reibungswerte und durch den Charakter der Kornzusammensetzung bestimmt.

Mit Hilfe des Gesetzes von Airy und vielfacher Beobachtungsangaben und Versuche im Bereich der Flusserosion, kann man sich eine Vorstellung vom Grade der Widerstandsfähigkeit des Flussbettes für die grosse Geschwindigkeit machen, die sich im Flusse unterhalb des Stauwerks entwickelt. Für solche Untersuchungen dienen grosse Bodenproben, welche an verschiedenen Stellen des Flussbettes entnommen sind.

Die Standfähigkeit gegen die Auskolkung felsiger Gesteine ist noch wenig studiert worden; es ist nur bekannt, dass bei Vorhandensein

von (besonders quarzigem) Geschiebe im Flusswasser, die Zerreibung des Felsens ziemlich schnell geschieht. Systematische Beobachtungen über die Zerreibung von felsigen Gesteinen wurden durch Schleifversuche gemacht (im Strassenbau auf dem "Zerreibe-Kreis") und die Geschiebezerreibung, die sich im Fluss bewegt (Experimente von D. F. Duell in speziellen Trommeln mit Wasser und Geschiebe).

Die Methode des Studiums der Zerreibung der Gesteine vom Wasser, welches sich mit grosser Geschwindigkeit über diese bewegt, ist auch noch nicht ausgearbeitet, es fehlt sogar die Klassifizierung der Gesteine entsprechend ihrem Wasserzerreibungswiderstand.

Bei Projektierung des Kamyschin-Wehres auf der Wolga wurden Zerreibungsversuche des Flussbettgesteins vom Wasser angestellt und man kam zur Überzeugung, dass man in einigen Fällen eine Verminderung der Bauausgaben erhalten oder unverhofften unangenehmen Folgen aus dem Wege gehen kann.

Weitere kennzeichnende Angaben der Gründungsbeschaffenheit, welche zur Projektierung erforderlich sind

Ausser den hauptkennzeichnenden Angaben (s. 2–3) von den obengenannten und mit der Wirkung der Hauptkräfte auf die Talsperre und ihre Gründung verbunden sind muss man noch einiges von allgemeiner Ordnung hinzufügen, was nicht unmittelbar in den Berechnungen ausgenutzt wird, aber zuschlägige kennzeichnende Angaben der Gesteine und Böden bietet.

Hierher gehören:

(1) Natürliche Feuchtigkeit des Bodens oder Gesteins, volles Wasseraufsaugungsvermögen, graphische Darstellung des Gehalte in der Bodenprobe des Wassers und der Luft, diese Angaben charakterisieren die Bodenbeschaffenheit in ihrem natürlichen Zustande, das Vorhandensein der Luft im Boden kann auf die Setzung des Bauwerkes wirken.

(2) Der mineralische und petrographische Bestand ist eine zuschlägige Charakteristik zu der Lösung der Fragen von chemischen Beschaffenheiten der Böden und Gesteine, ihres Wasserwiderstandes, der Zerreibung und anderer Eigenschaften.

(3) Die mikroskopische Analyse für das Studium der Gesteinstruktur, Mikroporen, Mikroklüfte, Mikrofaune u.a.

(4) Härte (nach Moos), eine zuschlägige Charakteristik bei Auswertung der Zerreibung harter Gesteine.

(5) Beiwert der Temperaturausdehnung für felsige Gesteine. Diese Konstante ist unentbehrlich für die Berücksichtigung der Erscheinungen, die in der Fuge zwischen dem Betonmauerwerk der Talsperre und dem Gründungsgestein stattfinden. Bei stark abweichenden Beiwerten der linearen Ausdehnung des Betons und Gesteins sind Risse und Klüfte besonders unvermeidlich. Die Risse und Klüfte entwickeln sich wegen der hohen Temperatur des verhärteten Betons und anderer Temperatur des Gesteins, die sich wenig von der Temperatur der umgehenden Luft unterscheidet Diese Erscheinung muss man in Betracht ziehen und entsprechende Massregeln anwenden.

Zu diesen kennzeichnenden Angaben sind noch einige Ergänzungen hinzufügen:

(6) Die Bindungskraft des Betons und des Zementmörtels mit dem Gründungsgestein. Diese Konstante ist unentbehrlich zur Berücksichtigung der Gleitverschiebung der Talsperre auf der Gründung und Effektivität der durchgeführten Zementeinpressung in die Gründung, zur Erzielung einer Wasserundurchlässigkeit und Belastungswiderstand.

(7) Frost- und Verwitterungsbeständigkeit der Gesteine, die fürs Weitere ungedeckt bleiben werden (Entlastungskanäle, die Baugruben, die längere Zeit nicht betoniert werden). Die Notwendigkeit solcher kennzeichnender Angaben geht aus dem Beispiel der Gründungssohle des Kamyschin-Wehres an der Wolga hervor, wo die harte Gesteinsart, genannt "Opoka" (eine Art Diatomit) bei verhältnismässig kurzer Luftlagerung Risse bildet und von der Oberfläche ausgehend in Stücke zerfällt, was dazu zwingt, den Beton nach einem besonderen Verfahren (Plan), das diese Eigenschaft des Gesteins berücksichtigt, zu verlegen.

Ferner soll man hierbei gewisse Versuche, deren Ergebnisse bei der Aufstellung des Entwurfes berücksichtigt werden müssen, nicht ausser Acht lassen. Die Versuchsarbeiten sollen die Frage über die Möglichkeit gewisse Verfahren für die Bearbeitung der Gründungssohle anzuwenden, beantworten. In den meisten Fällen also kann die zur Verfestigung und Verdichtung der felsigen Gründungssohle anzuwendende Methode nur durch Feldversuche festgestellt werden: d.h. ob Zementeinpressung im eigentlichen Sinne des Wortes, Asphaltierung oder Tonlösung angewandt werden muss, d.h. Ausfüllung der Risse und der Hohlräume mit Asphalt oder Tonlösung. Welches von diesen Verfahren bei den vorliegenden geologischen Verhältnissen das wirksamste und wirtschaftlichste ist, zeigen die kennzeichnenden technischen Angaben eines jeden Verfahrens.

In Bezug auf die nicht felsartigen Böden wird durch Versuche festgestellt, ob im vorliegenden Boden Silikatierung (chemische Verfestigung) angewandt werden kann, wobei die diesbezüglichen kennzeichnenden technischen Angaben dieses Verfahrens gegeben werden. Was Kies-Geröllböden anbetrifft, so wird untersucht, ob eine Verfestigung mit Zement möglich ist.

Zur Projektierung von Pfahlgründen und Spundwänden wird durch Versuche die Möglichkeit des Einrammens von Ramm und Spundpfählen, sowie die Tiefe des Einrammens, die Tragfähigkeit der Pfähle (der Widerstand) geprüft. Alle diese Angaben sind für die Berechnung der Gründungssohle notwendig.

Ferner muss beachtet werden, dass falls das Steinmaterial, das aus der zur Herstellung der Gründungs sohle oder der Entlastungsanlagen ausgehobenen Baugrube entnommen wird, als Baumaterial benutzt werden soll, es einer nochmaligen Prüfung den für Baustoffe festgesetzten Normen unterliegen muss.

Geologische und hydrogeologische Untersuchungen an Staumauern und Dämmen

Geotechnische kennzeichnende Angaben für die Böden und Felsgesteine werden auf Grund der geologischen Karten und Bodenprofile der Stauanlagebaugebiete erhalten. Wenn wir bisher nicht auf

geologische Untersuchungen eingingen, so lag der Grund nicht darin, dass die geotechnischen Untersuchungen für wichtiger gehalten werden, sondern in der gestellten Aufgabe dieses Berichtes.

Die geologischen Untersuchungen sind die Grundlage unserer Kenntnisse über die Gründungssohle und die an die Sperre anschliessenden Talufer. Diese Untersuchungen müssen vor allem ein durchaus klares Bild des geologischen Aufbaues des Stauanlagegebietes liefern und zwar in Bezug auf Lage, Tiefe, Gefälle, Erstreckung und Mächtigkeit der einzelnen Schichten (Stratigraphie) in Verbindung mit dem allgemeinen geologischen Aufbau des anliegenden Gebietes und dessen geologischer Geschichte. Es muss das geologische Alter und die Herkunft der Schichtung (Tektonik) bestimmt werden. Letzteres ist in der Hinsicht wertvoll, dass es gestattet, ein bestimmtes Urteil über die Eigenschaften des Gesteins in einzelnen Schichtfolgen (Lithologie), über die Einförmigkeit dieser Eigenschaften in verschiedenen Teilen des Gesteins, über die fazialen Änderungen und über den Metamorphismus zu fällen. Dabei wird die Zusammenstellung der geologischen Karte und Profile erleichtert und eine bessere Auswertung der Bohr- und Schürfergebnisse ermöglicht. Dieses gestattet über früher stattgefundene Belastungen des Gesteins und möglicher, mit seiner Herkunft verbundenen Spannungen, zu urteilen und klärt die geotechnischen Eigenschaften desselben auf.

Die geologischen Untersuchungen müssen ferner das Vorhandensein oder Fehlen verschiedener tektonischer Störungen in der Erdkruste, wie Falten, Brüche, tektonische Risse und besonders gefährliche Verwerfungen feststellen. Es müssen die Linien dieser tektonischen Störungen und ihre Einwirkung auf die Gesteine am Orte des Stauwerks verfolgt werden, d.h. ausser der Hauptachse der Verwerfung oder des Bruches kommen gewöhnlich eine Reihe von sekundären Rissen und Zerstörungen vor. Es ist besonders wichtig, festzustellen, ob die bestehenden Verhältnisse stabil sind und ob eine völlige Beruhigung der tektonischen Vorgänge eingetreten ist.

In seismischen Gebieten muss die Stärke der möglichen Erdbeben (nach der Nummerskala) geschätzt, sowie auch die Hauptrichtung der seismischen Stösse und deren Charakter bestimmt werden, und zwar ob die Stösse konzentriert gerichtet sind, ob die Wellen sich mit grosser oder geringer Geschwindigkeit verbreiten.

Einer detaillierten Untersuchung unterliegen die hydrogeologischen Verhältnisse des Stauwerkgebietes und zwar in Bezug auf: die Angaben über die Wasserschicht, deren Dynamik und über die gegenseitige Einwirkung und Beziehung zu offenen Gewässern, über piesometrische Niveaus, Geschwindigkeit der Bewegung der Wassermenge und der chemischen Beschaffenheiten der Grundwässer und deren aggressive Einwirkung auf Baustoffe.

Schliesslich müssen die gegenwärtigen geologischen Erscheinungen, die mit der Verschiebung und der Zerstörung der Erdmassen in Zusammenhang stehen, sorgfältig untersucht werden und zwar:

(*a*) Erdrutsche, Bodensackungen, Einstürze auf den Talabhängen, die dem Stauwerke gefährlich sein können oder in diesem Gebiete einmal stattgefunden haben.

(*b*) Erosionserscheinungen des Flusses und in der Nähe von einmündenden Nebenflüssen.

(*c*) Starke Verwitterungserscheinungen der Ufergesteine.

(*d*) Karsterscheinungen in Tonen, Kalksteinen, als Ergebnis der auflösenden Wirkung der Grundwässer.

(*e*) Sackungen der Bodenarten bei deren Durchnässung (Löss) und überhaupt Suffosionserscheinungen.

Der Umfang der geologischen und hydrogeologischen Untersuchungen ist äusserst gross. Um einen unnützen Arbeitsaufwand zu vermeiden, müssen diese Untersuchungen besonders zielbewusst durchgeführt werden: (1) sie müssen begründete geologische Profile der Gründungssohle und der Uferanschlüsse (lithologisches, geologisches, hydrogeologisches Profil and Profile der Gesteinzerstörung und Verwitterung) und eine geologische Karte der Schichtenfolge unter der zu bauenden Talsperre liefern. (2) Sie müssen alle gefährlichen Stellen der Gründungssohle angeben und vom Standpunkte einer Schwächung der Gesteine durch frühere geodynamische Vorgänge oder einer möglichen Störung ihrer Stabilität in der Zukunft suchen.

Die geotechnischen Untersuchungen auf Grund unter geologischer und hydrogeologischer Angaben müssen die für das Entwerfen und den Bau des Stauwerks nötigen Zahlenangaben liefern und die Prognose der Geologen über die Stabilität der Gründungssohle in der Zukunft präzisieren.

Umfang der Untersuchungen

Das gesagte zusammenfassend, kann man eine Aufzählung der für den Entwurf von Staumauern und Wehren nötigen geotechnischen Konstanten machen. Diese Aufzählung ist in gewissem Masse allgemein umfassend, da sie sich weder auf einen besonderen geologischen Komplex, noch auf eine besondere Sperrenart bezieht, da in Abhängigkeit von derselben einige einzelne Bestimmungen ausfallen können, andere besonders wichtig sein können und andere wiederum eine besondere Bedeutung erlangen können.

In der unten angeführten Aufzählung sind alle Konstanten in einzelne Gruppen eingeteilt:

(1) Allgemeine Konstanten für felsige und nichtfelsige Böden,

(2) Konstanten nur für felsige Gründungen, und

(3) nur für Böden.

Ferner sind in jeder Gruppe am Anfange die in allen Fällen unbedingt nötigen Konstanten (A) und die nicht in allen Fällen nötigen Konstanten (B) zusammengefasst.

Aufzählung der geotechnischen Konstanten und kennzeichnenden Angaben

Allgemeine für alle Gesteinsarten in Tragschichten

(A) 1. Das spezifische Gewicht des Bodens.

2. Raumgewicht des Bodens in trocknem Zustand.

3. Porosität (Porenziffer).

4. Natürlicher Feuchtigkeitsgehalt und volle Feuchtigkeitskapazität.

5. Elastizitätsmodul E.

6. Querdehnungszahl M.
7. Allgemeine chemische Analyse.
8. Chemische Analyse der Wasserexikation.
9. Analyze des Flutwassers und der Grundwässer.
(B) 1. Mineralogische und petrographische Analyse.
2. Mikroskopische Analyse der Struktur, Porosität, und Klüftigkeit.
3. Reibungszahl im Kontakte von zwei Gesteinsarten in trockenem und wassergesättigtem Zustande.
4. Reibungszahl des Betons am Boden der Gründungssohle.

II. FÜR FELSGESTEINE

(A) 1. Schubmodul G.
2. Druckfestigkeit.
3. Klüftigkeit und Klüftigkeitsmodul.
4. Sickerungsfähigkeit (Wasserdurchlässigkeit) harter Gesteine.
5. Unveränderlichkeit (Wasserbeständigkeit) des Gesteins im Wasser.
(B) 1. Zugfestigkeit.
2. Biegungszugfestigkeit.
3. Schubfestigkeit der Gesteinsschichten.
4. Haftfestigkeit des Betons am Gestein der Gründungssohle.
5. Wärmedehnungszahl.
6. Auftriebszahl (Flächenzahl in der Gründungssohle).
7. Härte (nach Moos).
8. Abrieb (Zerreibung) der Felsgesteine durch Wasser.
9. Frost- und Wetterbeständigkeit.

III. FÜR NICHT FELSIGE BÖDEN

(A) 1. Kornzusammenstellungskurve.
2. Reibungswinkel φ.
3. Haftfestigkeit [4] (Kohäsion).
4. Kapillardruck.[4]
5. Verdichtungszahl.
6. Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens:
(a) nach Laboratoriumsuntersuchungen bei verschiedener Bodenbelastung.
(b) nach Pumpversuchen im Felde.
7. Kompressionskurve.
8. Konsolidationskurve.
(B) 1. Konsistenzgrenzen nach Atterberg.
2. Durchfeuchtung.
3. Koeffizient und Geschwindigkeit der Anschwellung.
4. Koeffizient der elastischen Setzung (Bettungszahl) und Angaben von Feldprobelastenversuchen.
5. Grenzgeschwindigkeit der Sickerung (nach der Ausspülung der Bodenteilchen) oder das kritische Gefälle.

Aus der Aufzählung ist zu ersehen, dass für Felsböden 14 Konstante in allen Fällen nötig sind und 13 nicht in allen Fällen. Für nicht felsartige Böden sind 17 bezw. 9 nötig.

[4] *Für Sand, Kies, u.a. Böden werden diese Untersuchungen nicht gemacht.*

Ausserdem muss man auf die 3 kennzeichnenden Angaben über die Böden hinweisen, die zuweilen nötig sind und zwar:

1. Angaben über die Versuchszementeinpressung und Asphaltierung Verfestigung mit Ton oder auf chemische Weise und dgl. Verdichtungsverfahren;
2. Angaben über die Versuchsrammung von Pfählen;
3. Wahl der Filter für Fundamente auf nicht felsigem Boden.

Die Anzahl der Bestimmungen einer jeden Angabe hängt von der Grösse der Talsperre, ihrer Art und den geologischen Verhältnissen der Baustelle ab.

So wird z.B. die Talsohle unter einem Staudamm bis zu einer Tiefe untersucht, die von der Zone der Ausbreitung des gefährlichen Spannungszustandes abhängt. Für homogenen Boden ist es im besonderen genügend, sich mit der Zone der maximalen Scheerspannungen zu begrenzen, welche sich in einer Tiefe von ungefähr der Hälfte der Breite der Gründungssohle (bei gleichmässiger Belastung) befinden (Abb. 5). Man muss natürlich dabei einen gewissen Sicherheitszuschlag machen. Beim Vorhandensein von zwei Bodenarten, von denen die untere schwächer ist, wird die Tiefe der geotechnischen Untersuchungen durch die Spannungen in der unteren Bodenschicht bestimmt. Bei einem noch komplizierteren geologischen Aufbau wird die Untersuchungszone noch mehr erweitert, wobei infolge der Unmöglichkeit, sich in diesem Falle auf theoretische Lösungen zu stützen, man gezwungen ist, sich nach verschiedenen Zulassungen und Voraussetzungen über mögliche Spannungen in der Grüdungssohle zu richten.

Was die Breite der Fläche, in der die geotechnischen Eigenschaften der Gründungssohle untersucht werden, anbetrifft, so muss dieselbe nicht weniger als die Breite der zukünftigen Sperrensohle sein, mit einem Zuschlag nach beiden Seiten in der Grösse von ungefähr einem Viertel der Dammsohle (siehe Abb. 3–5).

Die Tiefe und Breite der Untersuchungszone ist in Bezug auf Sickererscheinungen grösser als die obenangeführten und beschränkt sich bei homogenen Böden bis (1,25–1,5) B, wobei B = die Breite der Gründungssohle ist, die Durchflussmenge in der unteren Zone ganz unbedeutend ist, ebenso wie Suffosionserscheinungen. In der Breite muss die Sickeruntersuchung alle Einrichtungen und Teile der Gründungssohle umfassen: und zwar die wasserdichten Platten der Wasserseite, die Kolksicherungsanlagen und die Energieverzehrer der unteren Wehrseite. Im Falle einer felsigen Gründungssohle wird die Tiefe der Untersuchung der Sickerung durch Angaben der Bohrlöcher über die Notwendigkeit von Zementeinpressungen bestimmt, (z.B. nach der Sickerabflussmenge von 1 lfd.m. des Bohrloches unter dem Druck von 10 at. der nicht grösser sein muss, als 1 l/min. usw., in Abhängigkeit von der gestellten Aufgabe).

Die Zone der Untersuchungen des Ufergeländes hinsichtlich des Spannungszustandes beschränkt sich auf den Anschluss der Staumauer ans Ufer, wobei die Anschlusstiefe von den zu erwartenden Sickererscheinungen in den Ufern abhängt. Nur bei Bogenstaumauern wird die Untersuchungszone der Ufer durch dieselben Gesichtspunkte bestimmt, wie die Tiefe bei den anderen Talsperren mit Rücksicht auf die von den Kämpfern übertragenen Spannungen.

Die Zone des Anschlusses und der Untersuchung der Sickereigenschaften der Ufer am Stauwerke wird analog der Bestimmung der Tiefe der Zone festgesetzt mit einer kleinen Verminderung (auf 20–30%). Längs dem Flusslauf entspricht die Untersuchungszone der Ufer der Zone der Sohlenforschung. Bei komplizierten geologischen Verhältnissen muss die Uferzone natürlich erweitert werden.

Im allgemeinen beziehen sich die oben angeführten Arbeitsgrenzen auf die Erforschung der geotechnischen Eigenschaften der Gründungssohle. Die Zone der geologischen und hydrogeologischen Untersuchungen ist bedeutend grösser und wird durch die Verhältnisse des geologischen Aufbaues des vorliegenden Ortes und vor allem durch die Notwendigkeit einer richtigen, detaillierten geologischen und hydrogeologischen Karte und Profile, die es gestatten, alle geotechnichen und geologischen Fragen des Bauplatzes der Stauanlage zu beantworten, bestimmt. Deshalb können einzelne Bohrlöcher eine sehr grosse Tiefe erreichen und das Gebiet der Untersuchungen kann sich weit flussauf- und abwärts vom Stauwerke und längs den Ufern erstrecken. Es ist sehr schwer, allgemeine Anweisungen zu geben, jeder Fall wird individuell entschieden. Was den Komplex der am gegebenen Ort erforschten Gesteine und Böden anbetrifft, so muss man darauf hinweisen, dass ein jedes Gestein und eine jede Schicht, sowie auch ihre fazialen Änderungen in den Grenzen der nötigen Zone geotechnisch untersucht werden müssen, wobei die Anzahl der zu untersuchenden Punkte, aus denen Proben zur Prüfung entnommen werden, für eine Gesteinsart minimal 3–5 betragen soll. Das Maximum hängt vom Stadium des Entwurfes, der Detailliertheit desselben und Bedeutung des Bauwerks im allgemeinen ab.[5]

Der oben angegebene Umfang der Erforschungen bezieht sich eigentlich auf Talsperren und Wehre. Gleichzeitig müssen aber auch Untersuchungen für die mit der Stauanlage in Verbindung stehenden provisorischen und ständigen Bauwerke ausgeführt werden. Dazu gehören Fangdämme, die zuweilen eine bedeutende Höhe erreichen (bei dem Boulder Damm über 20 m) und temporäre Dämme darstellen, ferner Entlastungsanlagen für die Bauperiode (Tunnels, Kanäle) und Entlastungsanlagen ständiger Art, Schiffahrtsschleusen, Flossschleusen, Gebäude für Wasserkraftwerke, Einlaufbauwerke von Kanälen usw. Die geotechnischen Untersuchungen müssen selbstverständlich den ganzen Komplex der Bauwerke der gegebenen Stauanlage umfassen. Insofern als beinahe alle erwähnten Bauwerke unter Wasserdruck stehen, müssen, so gelten für sie alle gemachten Erwägungen über geotechnische Forschungen, die in Bezug auf Talsperren und Wehre angeführt wurden, mit einigen Korrekturen gemäss den spezifischen Sonderheiten dieser Bauwerke.

Schliesslich muss noch beachtet werden, dass Geotechniker der Gegenwart eine grosse Arbeit nicht nur für das eigentliche Projekt, sondern auch für das Bauausführungsprojekt des Staudammes zu leisten haben. Dieses hat eine besondere Bedeutung bei lehmigen Gründungssohlen, deren Setzungen langsam vor sich gehen und zwar

[5] *Wir berühren im vorliegenden Bericht garnicht die Untersuchungen zum Entwurf von Staubecken, obgleich dieses mit Staudämmen in geologischer und hydrogeologischer Hinsicht verknüpft sind und z.B. die Fragen der Sickerungsforschung für Staudämme und Staubecken unzertrennbar sind, besonders für Uferanschlüsse.*

in Abhängigkeit von der Belastung und der Quellungsformänderungen von ihrer Entlastung abhängen (Aushebung der Baugruben). Hierbei ist es nötig, mit Berücksichtigung des Baugelasses und der Termine der einzelnen Arbeiten den Vorgang der Formänderungen der Baugrundsohle zu berechnen und im besonderen dei der Berechnung der Bauwerke diejenigen Formänderungen zu berücksichtigen, die als Folge von früheren Bauwerken oder Erdaushüben entstehen. Der Geotechniker muss ebenso, wie der Geologe im Einverständnis mit dem Bauleiter arbeiten und seine Beobachtungen und Untersuchungen während der Bauausführung machen und nach Beendigung des Baues auch die bei den Voruntersuchungen gemachten Schlussfolgerungen entsprechend verbessern.

Eine ähnliche Organisation hatte sich beim Bau der Swir-Wasserkraftanlage (UdSSR) glänzend bewährt. Die Stauwerke dieser Anlage ruhen auf Tonboden devonischer Formation und bei ihrer Ausführung spielten geotechnische Arbeiten eine entscheidende Rolle.

Kamyschin-Talsperre

Als Beispiel für die Komplikation der modernen geotechnischen Forschungsarbeiten weisen wir auf die Kamyschin-Talsperre an der Wolga, 6 km flussabwärts von der Stadt Kamyschin hin, die den Zweck hat, einen Wasserstau für ein Wasserkraftwerk grosser Leistung zu bilden (1.560.000 kW), deren Energie für die Irrigation des Transwolgagebietes (4.000.000 ha) und für Industriezwecke benutzt werden soll.

Das Druckgefälle an der Staumauer ist 29 m. Die Tiefe des unter dem Wasserspiegel liegenden Teiles der Staumauer ist 16–18 m. Die Stauanlage ist im Hauptflussbett als ein Überfallwehr von 1,5 km Länge aus Beton entworfen, das Krafthaus von 0,5 km Länge befindet sich im Flusstal des linken Ufers, weiter sind Schleusen und ein zum Ufer anschliessender Erddamm von 1,5 km Länge (Abb. 8) angeordnet.

Die geologischen Verhältnisse der projektierten Bauwerke sind ziemlich kompliz ert. Die Gründungssohle den Staumauer besteht aus einer Art Diatomit, sogenannte "Opoka" (auf Abb. 8 unter No. 7–8) von 15–35 m Mächtigkeit, die zur Unter-Sysranschen Formation gerechnet werden muss. Die obere Schicht der "Opoka" ist ein graues, bläulich-graues und dunkelgraues sandsteinartiges Gestein. Die untere Schicht ist ein Blauschwarzes Gestein, das unten in eine Schicht von Glaukonit-Sandstein übergeht.

Dieses Gestein "Opoka" besitzt überaus interessante Eigenschaften: Spez. Gewicht 1,7 bis 2,7, Raumgewicht 1,32–1,70, Porösität 23–48%, Druckfestigkeit in trockenem Zustande bis 835 kg/cm², in wassergesättigtem Zustande bis 659 kg/cm² bei einer unteren Grenze in einzelnen Proben bis 100 kg/cm². Das Gestein ist wasserbeständig. Die Hauptbestandteile sind SiO_2 — 85–91%, Al_2O_3 — 2,2 – 8,8%. An der Luft entblöst, wird das Gestein bald rissig und zerfällt in Stücke. Die Klüftigkeit der oberen Schichten ist bedeutend.

"Opoka" und Glaukonit-Sandstein (NN. 4–6) bilden eine mächtige Sohlenschicht, die als "tonartige Opoka" und "diatomenartiger Ton" bezeichnet werden (auf Abb. unter NN. 1–3) mit etwas in verschie-

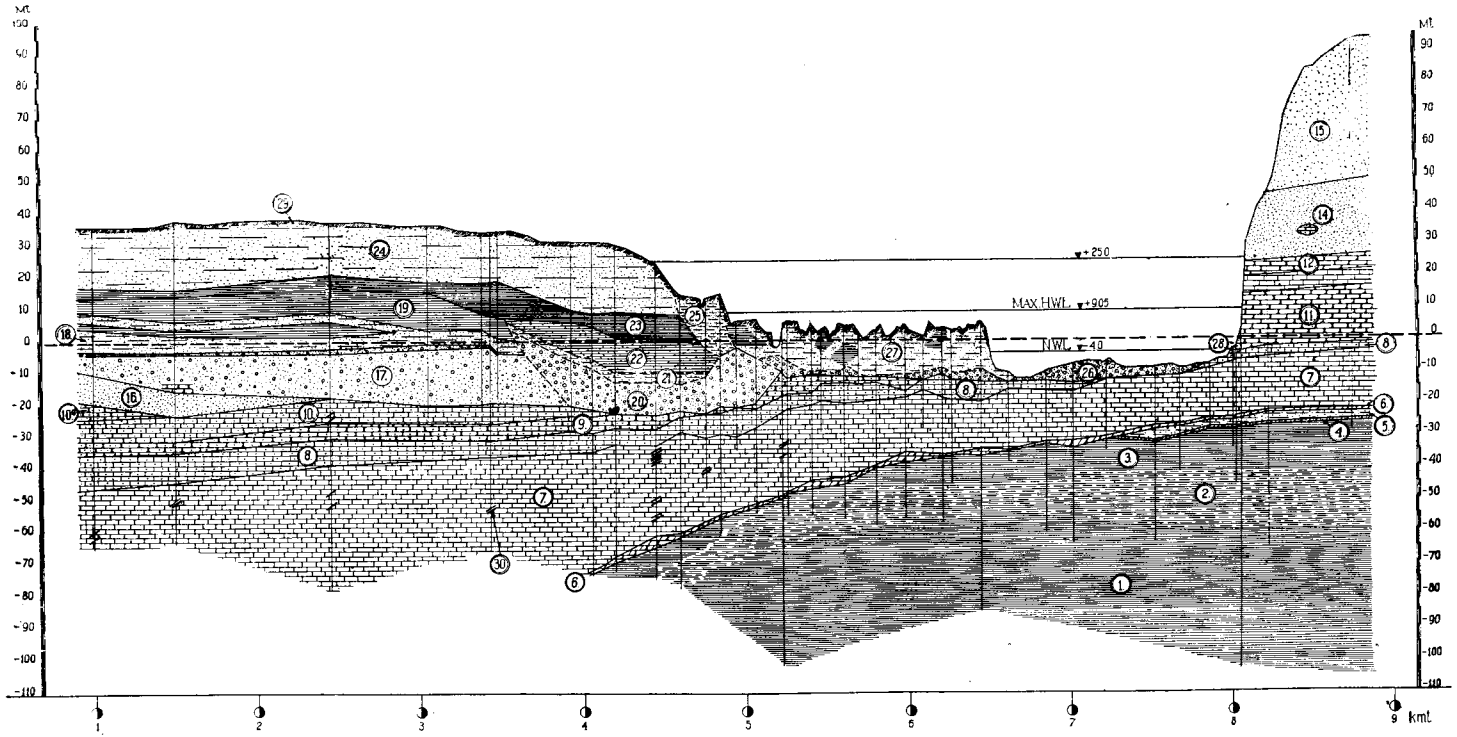


ABBILDUNG. 8.—**Durchschnitt durch die verschiedenen geologischen Gesteinsschichten, besonders die von "Opoka Gestein", einer Art von Diatomit, bei der Kamyschin-Talsperre.**

Cross-section of site, showing geological formations, especially of "Opoka", a diatomaceous earth, of the Kamyschin dam.
Coupe des terrains du barrage de Kamyschin montrant leur formation géologique, particulièrement de l' "Opoka", une terre diatommée.
Corte de los terrenos de la presa de Kamyschin mostrando su formación geológica, particularmente de "Opoka", una tierra de diatomea.

denen Schichten abweichenden Eigenschaften der Festigkeit u.a. Bei einem bedeutenden Gehalt an SiO_2, einer Verdichtungszahl (bei Druck ohne seitliche Dehnung) $\alpha = 0.002–0.005$ cm²/kg., einem inneren Reibungswinkel $\varphi = 15°–20°$, Kapillardruck von 3,5 — 10 kg/cm². Diese Angaben ändern sich zuweilen in sehr dünnen Schichten von 10–15 cm.

Das rechte Ufer besteht nach oben von den Opoka aus Sandstein (N. 11), dann wieder Opoka (N. 12) und schliesslich Sand (NN. 14–15). Das linke Ufer besteht aus Sand (NN. 16–18, 20, 21, 24, 27), Lehm und Ton (auf Abb. 8 unter NN. 19, 22–23).

Der ganze geologische Komplex ist sehr mannigfaltig und wird noch komplizierter durch eine nicht grosse alte Verwerfung, deren Linie parallel zum rechten Ufer in einer Entfernung von 5–6 km vom Fluss verläuft.

Die geotechnischen und geologischen Untersuchungen für den Staudamm wurden vom Jahre 1933 an ausgeführt und 1936–37 zu Ende geführt. Es werden mehrere Richtungen längs des Flusses erforscht, wobei die Verwerfung untersucht wird und deren mögliche Einwirkung auf die nächstliegenden Gebiete:

Für die geotechnischen Untersuchungen wird ein grosser Aufwand an Kosten und Arbeit gemacht. Da an diesem Orte sowohl Felsgesteine als auch nicht felsartige Gesteine mit verschiedenen Eigenschaften vorhanden sind, so kommt die Anzahl der Probekörper und Konstanten auf hunderte und tausende zu stehen. Der ganze, in der Aufzählung angeführte, Konstantenkomplex wird am Bauplatze des Kamyschin-Stauwehres untersucht, wobei die Arbeiten ausser einer speziellen Organisation am Orte mit eigenem Laboratorium noch von einer Reihe wissenschaftlicher Forschungsinstitute in Moskau ausgeführt werden.

Die eigenartigen Eigenschaften der diatomitenartigen Tone und tonigen Opoka benötigen eine Prüfung derselben sowohl als hartes Gestein als auch als nicht felsartige Bodenarten. Zur Kontrolle und Präzisierung der Methode werden einige Bestimmungen nach verschiedenen Methoden und mit verschiedenen Geräten ausgeführt.

Die Hauptprüfungen der Opoka und Tone werden mittels Probekörpern ohne jegliche Störung der Struktur ausgeführt. Zu diesem Zweck werden die Probekörper sofort nach deren Entnahme und der Bestimmung des Raumgewichtes mit Parafin vergossen und in diesem Zustande in das Laboratorium gebracht. Die Tonproben werden auf trockene Weise entnommen, d.h. mittels Bohrung ohne Spülung der Bohrlöcher.

Ausser den vielzähligen Bohrlöchern (bis jetzt sind mehr als 9,000 lfd.m. in mehr als 200 Bohrlöchern abgeteuft) und einem Schacht auf dem rechten Ufer von 80 m Tiefe mit einer Reihe von horizontalen Strecken im Ganzen von 250 m Länge, sind noch 2 Schächte auf dem linken Ufer vorgesehen. Ausser der Entnahme von Proben und monoliten Steinblöcken werden noch unmittelbare Versuche von Tonen mittels Probelasten auf Druck ausgeführt und die Klüftigkeit der Opoka geprüft und Versuche mit Zementsteinpressungen angestellt. Insofern, als sowohl die Tone als auch die Opoka bei Entblössung rissig werden und rasch verwittern, werden besondere Beobachtungen zur Klärung des Benehmens dieser Gesteine nach

ihrer Entblössung und des Einflusses der Zeit auf den Verwitterungsvorgang aufgestellt.

Auf Grund der angeführten Gesichtspunkte wird am linken Ufer in der Nähe des Hauptflussbettes ein spezieller Caisson mit einer Kammer von 2,5 m Höhe und einer Bodenfläche von 6 x 11 m und Einrichtungen für Forschungsarbeiten abgesenkt. Die Gesammtheit der Forschungen im Caisson ist dieselbe, wie in den Schächten, es werden jedoch dabei folgende Vorteile erzielt:

(1) Probeentnahme und Beschreibung der abgeteuften Gesteine kann ungestört durch Sickerwasser vor sich gehen, wobei eine grössere Gründungssohlenfläche aufgeschlossen wird, (2) der Luftdruck im Caisson ersetzt gewissermassen die entfernte Belastung der Tone in der Baugrube, was die Möglichkeit gibt, die Eigenschaften derselben in dem Zustande zu untersuchen, in dem die Tone im Massiv der Gründungssohle lagern. Dabei wird das beim Entblössen der Tone in der Baugrube unumgängliche Aufquellen, Feuchtigkeitsänderungen u. a. vermieden, (3) man kann die Angaben der Caissonarbeiten an und für sich studieren (Absenkung, Seitendruck des Bodens u.a.), was wichtig ist, da das Hauptverfahren des Ausbaues der Gründungssohle in Caisson-Mauerwerk bestehen wird.

Da der Caisson nicht tiefer als 35–37 m unter dem Wasserspiegel abgesenkt werden kann, so ist eine weitere Schachtabstufung, falls nötig, mit teilweisen Abpumpen des Wassers vorgesehen, wobei alle Beobachtungen in den Strecken gemacht werden sollen. Nach Bedarf kann am Kopfe einer beliebigen Strecke eine Caisson-Schleusenkammer zur Abteufung und Erforschung der Strecke unter erhöhtem Athmosphärendruck eingerichtet werden.

Die Sickerungsfragen werden mittels Pumpversuchen auf einer Reihe von hydrogeologischen Versuchstrecken in verschiedenen Stellen des Bauplatzes untersucht. Die Sickerung durch die Opoka in einem Caisson, der gewissermassen einen Versuchsbrunnen mit grosser Grundfläche darstellen wird, untersucht werden. Der Wasserzufluss wird dabei durch ein Senken des Luftdruckes im Innern des Caissons veranlasst. Im Caisson ist eine versuchsweise Verfestigung der klüftigen Gesteine mittels Zement vorgesehen.

Zum Schluss muss noch erwähnt werden, dass zur Ausarbeitung der Berechnungsmethode einer komplizierten Gründungssohle unter einem so verantwortlichen Bauwerk, wie das vorliegende Stauwehr, eine Reihe spezieller, wissenschaftlicher Arbeiten durchgeführt wird. Es wird der Spannungszustand in der Sohle von Mediums verschiedener Elastizität mittels des optischen Verfahren geprüft. Ausserdem werden die Spannungen und Formänderungen an einem Modelle der Gründungssohle, das aus den an der Baustelle entnommenen Gesteinen (Opoka und Ton) angefertigt ist und durch ein Modell des Stauwehres belastet wird. Die spezifische Belastung wird dabei durch Umdrehung der ganzen Anlage mit grosser Geschwindigkeit in einer Zentrifuge bis zur natürlichen Grösse erhöht, wobei die Schwerkraft des Modells durch bedeutende, grössere Fliehkraft ersetzt wird.

Die Kosten der geotechnischen und geologischen Untersuchungen an der Kamyschin-Stauanlage betragen mehrere Millionen Rubel.

ZUSAMMENFASSUNG

In dem Berichte sind verschiedene Forderungen an die Untersuchung der geotechnischen Beschaffenheiten des Baugrundes behandelt, die für den Entwurf des Staudammes nötig sind.

An Hand eingehender Betrachtung der Kräfte, die in einem Staudamm auf die Gründung wirken, sind der Spannungszustand und die physisch-chemischen Erscheinungen in dem Baugrunde erforscht, die Berechnungsmethoden erläutert und die dazu notwendigen und gebräuchlichen geotechnischen Konstanten und Kennziffern angeführt.

Gleichzeitig sind der Umfang und der Inhalt der geologischen und hydrologischen Untersuchungen für den Entwurf des Stauwerkes kurz betrachtet.

Alle notwendigen geotechnischen Konstanten und kennzeichnenden Angaben sind in der unten angeführten Aufzählung in einzelne Gruppen eingeteilt:

(1) Allgemeine Konstanten für felsige und nichtfelsige Böden.
(2) Konstanten nur für felsige Gründungen, und
(3) nur für nichtfelsige Böden.

Die in der ersten Gruppe zusammengefassten Konstanten gelten für folgende Werte:

Das spezifische Gewicht des Bodens, das Raumgewicht des Bodens im trockenen Zustande, die Porösität, den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt und den Feuchtigkeits-Sättigungsgrad, den Elastizitäts-Modul und eine allgemeine chemische Analyse; ferner eine mineralogische und petrographische Analyse, eine mikroskopische Analyse der Struktur und Porösität sowie der Klüftigkeit, den Reibungskoeffizienten zwischen zwei Gesteinsarten im trockenen und wassergesättigten Zustande und den Reibungskoeffizienten des Betons am Boden der Gründungssohle.

Die zweite Gruppe für Felsgesteine enthält den Schub-Modul, die Druckfestigkeit, die Klüftigkeit und den Klüftigkeitsmodul, die Sickerungs-Kapazität harter Gesteine, die Wasserbeständigkeit des Gesteins, ferner die Zugfestigkeit, Biegungsfestigkeit, Schubfestigkeit der Gesteinsschichten, die Haftfestigkeit des Betons am Gestein der Gründungssohle, die Wärmedehnungszahl, die Auftriebszahl, den Härtegrad nach Moos, die Zerreibung des Felsgesteins durch Wasser sowie Frost- und Wetterbeständigkeit.

Die dritte Gruppe für nicht felsige Böden enthält ein Diagramm der körnermässigen Zusammensetzung des Bodens, den Reibungswinkel, Haftfestigkeit, den Kapillardruck, die Verdichtungszahl, den Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens sowohl nach Laboratoriums-Untersuchungen bei verschiedener Belastung, als auch nach Pumpversuchen im freien Gelände, die Druckkurve, die Konsolidationskurve; ferner die Konsistenzgrenzen nach Atterberg, die Durchfeuchtung, den Geschwindigkeitskoeffizienten der Anschwellung und den Koeffizienten der elastischen Abbindung und Angabe von Geländeprobelastversuchen, die Grenzgeschwindigkeit der Sickerung (nach der Ausspülung der Bodenteilchen) resp. das kritische Gefälle.

Für die Berechnung erscheint nur ein Teil der aufgeführten Konstanten notwendig.

Zuweilen dürften drei weitere Faktoren ausschlaggebend sein: Angaben über die Versuchszement-Einpressung, Asphaltierung, Verfestigung mit Ton oder ähnliche Verdichtungsverfahren.

Angaben über Versuchsrammung von Pfählen.

Wahl der Filter für Fundamente auf nicht felsigem Boden.

Zum Schluss sind als Beispiele einer umfangreichen geotechnischen Forschung die Arbeiten für den Entwurf der Kamyschin-Talsperre beschrieben.

SUMMARY

Several requirements for the geotechnical study of foundation materials, which are necessary for the design of large dams, are dealt with in the present report.

On the basis of the analysis of the action of forces transmitted to the foundation by the dam (pressure of the water and of silt, weight of the dam, of the gates, etc.) and of the effect on the foundation soil of the water (percolation, hydrodynamic forces, etc.), the stresses in the foundation soil materials and different physico-chemical phenomena appearing in them are examined. Taking into account the modern methods of calculation of dam foundations, the characteristics and the constants of soil foundation materials necessary for such calculation have been established.

At the same time, the scope and extent of the geologic and hydrologic studies to be made for designing dams are briefly reviewed, with particular attention to the peculiarities of the foundation materials (rocky or nonrocky, homogeneous or heterogeneous) for different types of dams.

The geotechnical characteristics and constants are grouped in a list and classified for the different types of foundation as follows:

1. General constants for rocky and nonrocky soils.
2. Constants only for rocky soils, and
3. Constants for nonrocky soils.

The constants in the first group are given for: Specific gravity of the soil, weight per unit of volume of dry soil, porosity, natural humidity content and point of moisture saturation, modulus of elasticity (Young's) and Poisson's coefficient, general chemical analysis of water.

In another group are the following: Mineralogic and petrographic analysis; microscopic analysis of structure, of porosity and of fissures; coefficient of friction between two different soils, one dry and the other saturated; coefficient of friction of concrete against the underlying soil.

The second group for rocky soils includes: Shearing modulus, compressive strength, frequency and modulus of fissures, percolation capacity of hard rocks, resistance of rock under water; tensile strength, bending strength, shearing strength of rock layers; cohesion of concrete to foundation rocks; coefficient of thermal expansion, coefficient of buoyancy; degree of hardness according to Moos; water abrasion of rock, frost and weather-resisting properties.

The third group for nonrocky soils includes: Granulometric diagram of the composition of the soil, angle of internal friction of the soil, cohesion faculties; capillary tensions, coefficient of compactness,

coefficient of permeability of the soil according to laboratory tests under various loads and during pumping experiments in the field; compression curve, consolidation curve; limit of consistency according to Atterberg; moistening coefficient, and swelling speed; coefficient of elastic settling and data on field load tests, maximum speed of percolation (after the removal of the fine parts of the soil) or critical gradient.

Only part of the above-mentioned constants are deemed to be necessary for calculations.

Sometimes three further factors are decisive: (1) Data relative to experimental injections of cements, asphalting, strengthening of foundation by lime and similar methods; (2) data relative to ramming of piles; (3) selection of filtering materials for foundations on non-rocky soils.

At the end of the paper, data on the design of the Kamyschin Dam are given as an example of extensive geotechnic surveys.

RESUME

On expose dans ce rapport les diverses conditions que doivent remplir les recherches géotechniques pour répondre aux besoins exigés par l'établissement des projets de barrages.

En se basant sur l'étude de l'action des efforts exercés par le barrage sur la fondation (pression de l'eau et des dépots, poids de l'ouvrage, des vannes, des passerelles, etc..) ainsi que l'action exercée sur la fondation par l'eau et les alluvions du réservoir (infiltration, forces hydrodynamiques, etc.) on examine les efforts développés dans le sol de fondation et les différents phénomènes physicochimiques qui y prennent place. Ensuite, tenant compte des méthodes modernes de calcul des fondations de barrages, on établit les caractéristiques et les constantes des sols et des roches nécessaires pour les dits calculs.

En même temps, on examine les recherches géologiques et hydrologiques à faire pour établir des projets de barrages, en tenant compte des particularités des sols de fondation (rocheux ou non, homogènes ou non), et on applique cet examen aux divers types de barrages.

Toutes les caractéristiques et les constantes géotechniques nécessaires sont groupées dans une liste séparée où elles sont classées, d'après le type de fondation, en constantes:

1° Nécessaires pour sols de fondation rocheux ou non;

2° Nécessaires seulement pour sol rocheux;

3° Nécessaires seulement pour sols non rocheux.

En outre, dans chaque groupe, les caractéristiques sont divisées en:

A. Absolument nécessaires *dans tous les cas*,

B. Nécessaires, mais pas dans tous les cas.

En outre de cette liste, il y a lieu quelquefois de tenir compte des données ci-après:

1. Données concernant les observations faites sur les procédés de cimentage, d'asphaltage, ou autres pour la consolidation de la fondation;

2. Données concernant les procédés d'enfoncement de pieux.

3. Données concernant le choix des filtres pour les sols non rocheux.

En outre de la liste ci-dessus, le rapport contient des indications sur le champ des travaux de recherches géotechniques et géologiques.

On indique les données concernant les forages, puits, extraction de carottes, etc., la profondeur des forages le long du profil de la rivière, et dans le terrain en amont et en aval, ainsi que le long des pentes de la vallée, etc.

Comme conclusion, on donne un exemple de recherches diverses et tres compliquées sur la fondation du barrage de Kamyshin sur le Volga.

RESUMEN

En esta memoria se trata de algunos requisitos en el estudio geotécnico de los terrenos de fundación, que son necesarios para los proyectos de grandes presas.

Basándose en el estudio de la acción de los esfuerzos que la presa ejerce sobre la fundación (presión del agua y de los depósitos, pesos de la obra, de las compuertas, etc.) así como la acción ejercida sobre la fundación por el agua y los aluviones del depósito (infiltración, fuerzas hidrodinámicas, etc.), se examinan los esfuerzos desarrollados en el suelo de fundación y los diferentes fenómenos físico-químicos que tienen lugar. Además, teniendo en cuenta los métodos modernos de cálculo de las fundaciones de las presas, se establecen las características y las constantes de los suelos y de las rocas necesarias para dichos cálculos.

Al mismo tiempo se examinan los estudios geológicos e hidrológicos que se hacen para establecer los proyectos de presas, teniendo en cuenta las particularidades de los terrenos de fundación (ya sean o no rocosos u homogéneos) y se aplica este examen a los diversos tipos de presas.

Todas las características y las constantes geotécnicas necesarias se agrupan en una lista separada y se clasifican, según el tipo de fundación, en constantes:

1. Necesarias para los suelos de fundación ya sean rocosos o no,
2. Necesarias solamente para los suelos rocosos,
3. Necesarias solamente para los suelos no rocosos.

Además, en cada grupo se dividen las características en:

A. Absolutamente necesarias *en todos los casos*,

B. Necesarias, pero no en todos los casos.

También hay que tener en cuenta en esta lista los datos siguientes:

1. Datos sobre las observaciones hechas con los procedimientos de cimentación asfaltada u otros para la consolidación de la fundación,
2. Datos sobre los procedimientos empleados para hincar los pilotes.
3. Datos sobre la selección de los filtros para los suelos no rocosos.

También se hacen indicaciones sobre el campo de los trabajos de estudios geotécnicos y geológicos. Se suministran datos sobre los sondeos, pozos, extracción por medio de barrenas huecas, etc.; la profundidad de los sondeos a lo largo del perfil del río y en el terreno de aguas arriba y de aguas abajo, así como a lo largo de las pendientes del valle, etc.

En conclusión se da un ejemplo de estudios diversos y muy complicados sobre la presa de Kamyshin en el Volga.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

SESSION OFFICERS

Service de la Séance—Sitzungspräsidium—Personal Directivo de la Sesión

PROF. GLENNON GILBOY, Associate Professor of Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., United States, *Chairman.*

ING. RUDOLF FUHRMANN, Ministerialrat, Bundesministerium für Land- u. Forstwirtschaft, Wien, Austria, *Associate Chairman.*

MR. IRVING B. CROSBY, Consulting Geologist, Boston, Mass., United States, *General Reporter.*

SPEAKERS

Orateurs—Redner—Oradores

MR. L. F. HARZA, Consulting Engineer, Chicago	UNITED STATES
MR. IRVING B. CROSBY, Consulting Geologist, Boston	UNITED STATES
M. ARMAND MAYER, Ingénieur au Corps des Mines, Paris	FRANCE
PROF. DR. ETTORE SCIMEMI, Professor of Hydraulics, Royal Institute of Engineering, Padova	ITALY
LT. BROR FELLENIUS, Civil Engineer, Harbour Board, Göteborg	SWEDEN
MR. JAMES WILLIAMSON, Civil Engineer with Sir Alexander Gibb and Partners, London	GREAT BRITAIN
M. GEORGES DROUHIN, Ingénieur Chargé des Grands Travaux Hydrauliques du Département d'Oran, Oran	ALGERIA
DR. ING. THEODOR REHBOCK, Professor of Hydraulics, Karlsruhe Technical University, Karlsruhe	GERMANY
HERR OTTO HENNINGER, Regierungsbaurat a. D. Direktor, Schluchseewerk, A. G. und Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern, A. G., Freiburg	GERMANY

HARZA
United States

A dam consists of two parts, one built by man and the other by nature. The part built by man has been the subject of much scientific study and research and is capable of a certain degree of logical design. The part built by nature, the foundations and abutments, must be accepted very much as nature built them, for better or for worse. It is true that we can improve the foundations somewhat by injection of cement, by removal of the poorest material, by building cut-off walls, by drainage, and by other expedients, but the first step and the real problem is to understand nature's work so that weaknesses in the natural foundation may be supplemented by elements of strength in the artificial portion of the dam.

I am one of those who believe that a dam of some type can be designed and built for almost any site if the conditions existing at that site are completely understood in advance. Such understanding, however, involves, first, preliminary surface and regional geological studies to determine whether the site is worth the expense of detailed study, and then borings, test pits, exploration tunnels, water-table exploration, pumping tests, test of strength, of compressibility, and of permeability of foundation materials, and study of stratification of jointing system, of faults and of fissures. But when all this has been done, did anyone ever excavate a foundation and find what his preliminary studies would have led him to expect?

I maintain that nature's portion of a dam is the more imperfect and involves the most difficulties; and that, while exploration and study of foundation materials are at best very incomplete, too much emphasis cannot be placed upon their importance.

CROSBY
United States

There is general agreement as to the necessity of a thorough investigation of dam sites, but there is lack of agreement as to the best manner of carrying this out. The problem is primarily geologic, but many methods and tools, such as geophysical prospecting and soil mechanics studies, may be necessary in different parts of the problem, and this sometimes results in losing sight of the geologic nature of the primary problem. Some of the methods, such as soil mechanics, use precise instruments and tests which may conceal the fact that the basic data of conditions at a dam site are always inadequate, and thus a false impression of accuracy and security may be given.

Under the best of conditions it is always impossible to obtain all the information desirable, and the judgment and experience of the geologist must play a more important part than in some other fields. Therefore it is essential that the geologist should be a man of very broad experience on problems of this type. This is far more important than familiarity with the geology of the particular region. Sufficient knowledge of the geology of the region can be obtained in a short time, but thorough understanding of the problems of engineering geology requires long and extensive experience.

In a study of the topics listed at the end of the general report, the following matters should be given careful consideration.

Under topic No. 1, "Special problems in the investigation of dam sites in glaciated regions": Location of buried valleys, often far from the dam site, and geophysical methods for locating them; determi-

nation of seepage through them; use of physiographic studies and photographic observations from the air."

Under topic No. 2, "Special problems in the investigation of dams on volcanic rocks": Extremely fractured conditions of most volcanic rocks, with danger of loss of all water; frequent occurrence of perched water table, due to presence on the surface of impervious sediments; importance of thorough study of ground-water levels; use of former lake basins for reservoir sites; lava tunnels and possibility of locating them by geophysical methods.

Under topic No. 3, "Use of geophysical methods for locating faults and determining the condition of bedrock": The use of these methods for locating shear zones and other features of the rock structure.

Under topic No. 4, "Best method of estimating what the seepage will be under a dam founded upon rock": Field and laboratory permeability tests applied to geological interpretation of conditions; experience with field permeability tests, including estimates of permeability from flow observations on a single drill hole.

MAYER
France

I would like to add to the interesting report[1] of Messrs. Drouhin and Martin on the foundation conditions of certain Algerian dams, some observations on results obtained in our soil laboratory in Paris on a study of the settlement of the subsoil under the weight of the Ghrib Dam. This dam is 60 meters high, built on a foundation of alternate layers of clay and sandstone. Direct observation of the soil under the dam was made possible by means of an observation shaft 60 meters deep. The settlements during the first month proved so great that it appeared necessary to make a complete study of the soil, and samples were submitted in the laboratory to compression tests up to a pressure of 25 kilograms per square centimeter. Special devices were developed to extract the samples of clay and to test them intact. Great care was also taken in the experiments to determine the compressibility curves by using a rate of release of the samples slow enough to give correct results. Then calculations were made to determine the stresses in the ground due to the weight of the dam. While this was very tedious work on account of the irregular shape of the dam, the knowledge of the stresses and of the compressibility and permeability of the material made it possible to determine the probable settlements of the ground under the weight of the dam. The probable settlement was computed to be 50 centimeters in the center of the dam, diminishing rapidly to 20 at the sides. From data obtained in the laboratory, we also got curves of settlement for the different points as a function of the time. And, as I told you before, it has also been possible to observe the real settlement in the center of the dam and to compare the computed settlement with the actual settlement for a period of 5 years.

We have also made in our soil laboratory in Paris an extensive study of seepage under an earth dam near Toulon, constructed on a foundation consisting of approximately 20 feet of sand, gravel, and more or less permeable sandy clay, resting upon an impermeable clay at a sufficient depth to make seepage beneath it negligible. The question before the laboratory was to determine if it would be necessary to drive a line of sheet piles through the sand, or if this could be avoided.

[1] *D36.*

We had to determine: First, the permeability of the sand *in situ*, and, second, whether this sand could be considered uniform. The first part of the problem was solved by injecting water into the ground at a known pressure and measuring the amount which penetrated it at different levels. Special care was taken to prevent the water under pressure from emerging alongside the injection pipe. From the data observed and by using mathematical methods, we computed a formula giving the permeability coefficient of the ground. Yet this did not solve the second part of the problem—that is, whether the permeability of the sand was uniform. This was solved by repeating the injections in a certain number of holes, 25 meters from each other. The tests proved that in particular cases, certain zones had a factor of permeability more than ten times greater than the average, such zones having been affected by earlier seepage. After a series of tests in the field we were able to locate with precision the zones of high permeability, and our estimates of the total seepage under the dam came within 50 percent of the observed amount, an approximation which was satisfactory.

SCIMEMI *Italy*

L'inspection de toute la fondation d'un barrage constitue un problème très difficile à resoudre. Naturellement, il faut effectuer des inspections non seulement à la surface mais aussi bien en profondeur. Il est donc nécessaire d'utiliser les sondages ou de soumettre la fondation à des inspections électriques. Je crois que celles-ci, puisqu'elles sont basées sur des instruments de précision, pourront donner beaucoup de renseignements. D'abord on a employé des inspections électriques parce qu'une conductivité électrique différente existe dans des terrains différents. L'emploi actuel de ces inspections est basé sur le contenu des terrains en eau; parce que les terrains compacts ont une conductivité plus petite que les terrains perméables. J'estime que ce système doit être perfectionné afin qu'on puisse déterminer avec certitude si l'on a affaire à un terrain perméable, alors que l'on se croyait en présence d'un terrain compact.

FELLENIUS *Sweden*

One of the most important elements in the study of foundation materials is to obtain undisturbed samples of the subsoil. Mr. Olsson has described [2] the piston borer which is used in Sweden for small samples in clay or other soft materials. In Gothenburg, where the ground is a soft clay, often more than 300 feet deep, we first used a piston borer of exactly the type which Mr. Olsson has described. We found, however, that the clay was so sensitive that the samples were too much disturbed by removal of the core from the cylinder to give good results. We therefore modified the piston borer by inserting five metal cylinders into the borer pipe. These cylinders follow the apparatus down to the place where the sample is to be taken. After the apparatus has been drawn up, the earth and the cylinders are pushed out at the same time without disturbing the earth, and the earth core is cut off between the cylinders. Each cylinder is then covered and sealed with wax and brought to the laboratory. In this way the core is at all times confined in the cylinder and will remain of the same consistency as when it was in the earth.

[2] *D 54.*

WILLIAMSON *Great Britain*

In Scotland we have two principal classes of glacial deposits. First are the deposits laid down during the ice age. They consist of boulder clay, are extensive and deep in places, are consistent, and afford a firm and watertight material upon which you can build a core wall or other cut-off. After the ice age, there were limited periods when in some localities there was ice on the top of the hills which gradually melting deposited local moraines of irregular depth and extent. The characteristic of these moraines is their irregularity. One may find layers of clay, but cannot tell how thick the layer is, or whether there is sand, gravel, silt or water-bearing material beneath it.

In the case of one of the subsidiary dams of the Galloway Water Power Scheme, a small affair set on a core wall to form one of the reservoirs, we found peat on top, and then this more recent moraine deposit. The pits showed that the moraine was of boulder-clay consistency, but when we drove a tunnel for conveying the water through the watershed at a point about a mile away, the shaft, starting in very firm clay with some boulders and stones, did not go very far before getting into running silt, necessitating driving for two or three hundred feet under air pressure to get through.

DROUHIN *Algeria*

La nécessité absolue de la reconnaissance géologique détaillée de l'emplacement d'un barrage résulte de l'expérience parfois malheureuse du passé, expérience dont je voudrais esquisser un exemple. Le barrage du Grand Churfa sur l'Oued Mascara dans le département d'Oran en Algérie, construit de 1880 à 1882, était un barrage-poids, le déversoir en maçonnerie de moëllons, de 30 m de hauteur. En février 1885, à la suite d'une crue, le terrain d'ancrage de la rive droite céda et entraîna avec lui une partie du mur. La cause de cet accident réside indiscutablement dans le fait que l'ancrage primitif était installé dans une terrasse d'alluvions quaternaires, facile à confondre pour un oeil non-exercé avec le terrain en plat, et dont la tenue à l'érosion était évidemment assez faible. En 1927, à la suite de crues très violentes survenues dans la région, l'attention des pouvoirs publics fut attirée sur la situation inquiétante de l'ouvrage: Ancrage de la rive droite toujours très insuffisant, d'abondantes infiltrations avec entraînement de matières dans la rive gauche, profil du barrage trop maigre, déversoir insuffisant, affouillement considérable du pied de l'ouvrage.

Tous ces défauts furent corrigés un à un. Je dirai quelque mots de l'étanchement de la rive gauche et du renforcement de la stabilité, points qui se rapportent plus directement à notre sujet. À la suite d'une étude géologique et d'une copieuse campagne de sondage, on a pu établir l'existence, à l'emplacement même du barrage, d'un croisement de deux plis, l'un synclinal et l'autre anticlinal, formant sur la rive gauche un retournement complet des couches. D'autre part, les terrasses sont constituées par deux horizons principaux à la base des couches marneuses. Dans ces conditions, il était bien évident que l'effet des accidents tectoniques était de broyer complètement la partie au croisement des plis et de rendre la rive gauche specialement perméable. La compacité des terrains inférieurs, au contraire, a fait qu'ils n'ont pas souffert physiquement et que leur étanchéité n'a pas été compromise. Dés lors, il se suffisait de boucher par un rideau de

ciment cette espèce de poche dessinée par le courant, ce qui a été exécuté avec succès.

La reconnaissance géologique et les essais entrepris ont fait admettre la possibilité d'un procédé de consolidation du profil du barrage. Des câbles métalliques passant à travers les maçonneries et une partie des terrains de fondation, grâce à des forages de 200 mm, sont scellés à la partie basse dans les couches les moins mauvaises, et traversent au contraire librement au-dessus du scellement les terrains et les maçonneries, grâce à une gaine plastique qui les entoure. Sur la crête du barrage ils se terminent chacun par une tête d'amarre en béton fretté. On met les tirants en tension au moyen de vérins hydrauliques. Il y a ainsi 37 tirants à raison de un à tous les quatre mètres. Chacun d'eux est formé de 630 fils de 5 mm de diamètre en acier spécial, à haute limite élastique, et chacun est tendu à mille tonnes. Le procédé de consolidation est intéressant dans certains cas spéciaux, pour les raisons qu'il est peu coûteux, et qu'il permet de ne pas interrompre l'exploitation de la réserve.

REHBOCK *Germany* Wir haben heute schon viel gehört über die Wichtigkeit gründlicher Bodenuntersuchungen an Stellen, wo Talsperren errichtet werden sollen. Ich möchte nur kurz ein interessantes Beispiel anführen, wobei die Unterlassung gründlicher Bodenuntersuchungen sich schwer gerächt hat. Es handelt sich um die Kubbuk-Talsperre, die von der türkischen Regierung für die Wasserversorgung der Stadt Ankara gebaut wurde. Die Verhältnisse bei dieser Talsperre sind insofern aussergewöhnlich, als die Mauer 10 m tief in den verwitterten Granituntergrund hinabreicht und so mehr als zur Hälfte in dem Boden sitzt. Nachdem das Becken schon gefüllt war und Wasser über den Überlauf rann, kamen den türkischen Ingenieuren doch Bedenken hinsichtlich der Verlässlichkeit der Gründungen in ihrem damaligen Zustand. Ich führte Untersuchungen durch, die mich überzeugten, dass die Gründungen zu erneuern seien, was, wie ich gehört habe, später auch geschehen ist.

Ich führe dieses Beispiel an als Beweis für die ungeheure Wichtigkeit der Durchführung von wirklich gründlichen Bodenuntersuchungen nicht nur an einzelnen Querschnitten, sondern an dem ganzen Talsperrengelände, um Gefahren und hohe Reparaturkosten zu vermeiden.

HENNINGER *Germany* Ich möchte einige Bemerkungen machen über die Schluchsee-Sperre in Deutschland, die im Jahre 1929 im Bau begonnen wurde. Trotz eingehender Sondierungen an der Baustelle in Form von Schächten und Stollen, zeigte es sich nach Aufdeckung der Baugrube, dass der Fels—es ist Granit—nicht diese Gleichmässigkeit zeigte, wie man es hätte erwarten müssen, sondern schwache Zonen enthielt. Die rechte Talseite erwies sich als vollkommen gesund, aber in der Mitte, ungefähr da, wo der Bach sich das Bett eingrub, war eine schwache Zone von einer Breite von etwa 15 bis 19 Meter. Nach dem Abheben der etwa 7 bis 8 Meter dicken Überlagerung stiess man auf diesen Granit. Zunächst hat man garnichts besonders Auffälliges bemerkt, aber nachdem die Baugrube etwa 6 Wochen offen lag, wurde der Granit an der Ober-

fläche krümelich und weich. Da entschloss man sich zu eingehenden Untersuchungen, wenn man auch nach Ansicht einiger Sachverständigen ohne weiteres auf diese Zone hätte bauen können. Mit Rücksicht auf die Bedeutung dieser Mauer und auf die starke Besiedelung der unterliegenden Gebiete ist man jedoch zu besonderen Massnahmen übergegangen. Der schwache Teil des Granits wurde 10 Meter tief ausgehoben und mit Beton ausplombiert. Diese Plombe wurde im Spätjahr eingebracht und ist den Winter über liegen geblieben. Es hat sich nun gezeigt, dass beim späteren Weiterbau der Sperre die Abdichtung der Arbeitsfuge trotz sorgfältiger Verzahnung nicht ganz gelungen war; und hier wurden später Zementinjektionen mit vollem Erfolg vorgenommen. Es hat sich danach garnichts mehr gezeigt. Genau ein Meter über der Oberfläche liegt ein Revisionsgang, der auch bei gefülltem Becken trocken ist. Die Dehnungsfugen der Mauer beginnen erst oberhalb dieser Zone, und wir haben keinerlei Durchgreifen derselben durch die Plombe festgestellt. Ich möchte dies erklären im Gegensatz zu folgender Stelle in Professor Ludin's Bericht: [3] "Die Fugen reichen nicht ganz bis zur Felssohle, und es haben sich an einigen Stellen in deren Verlängerung bis zum Felsen durchgehende Risse gebildet, die man durch Zementeinpressung zu stopfen versucht hat." Ich bedauere, dass dieser Irrtum Herrn Professor Ludin unterlaufen ist, offenbar aufgrund einer irrtümlichen Information. Zementinjektionen sind wohl vorgenommen worden, wie ich sagte, um die Arbeitsfuge oberhalb des Keiles zu schliessen, gleich nach der Vollendung der Mauer. Nachträglich hat sich jedoch keinerlei Nachteil mehr gezeigt.

SUMMARY OF DISCUSSION

Mr. Harza (United States) emphasizes the importance of exploration and study before selecting a dam site.

Mr. Crosby (United States) discusses the role of the geologist and lists certain items which should be submitted to investigation.

M. Mayer (France) discusses investigations made on the ground and in the laboratory of the foundation material at the Ghrib Dam, Algeria; and of seepage under an earth dam near Toulon.

Prof. Scimemi (Italy) recommends perfecting electrical methods of testing foundations, and the more general use of such methods.

Lt. Fellenius (Sweden) discusses the use of the piston-borer for obtaining undisturbed samples of subsoil, and of modifications made in this apparatus to avoid disturbance of the samples.

Mr. Williamson discusses the character of the glacial deposits found in Great Britain.

M. Drouhin describes certain special and interesting methods used in sealing the abutments and in adding to the stability of the Grand Churfa Dam in Algeria, which had been built without previous adequate geological study.

Dr. Rehbock (Germany) cites the Kubbuk Dam, Turkey, as an example of the consequences of the omission of thorough soil examination before construction.

Herr Henninger (Germany) describes the sealing by cement injections of the foundation of the Schluchsee Dam, where the granite was found to contain soft zones.

[3] *D45.*

RESUME DE LA DISCUSSION

M. Harza (États-Unis) fait ressortir l'importance de l'exploration et de l'étude avant de choisir l'emplacement d'un barrage.

M. Crosby (États-Unis) discute le rôle du géologue, et énumère certaines questions qui devraient faire l'objet d'une enquête.

M. Mayer (France) examine les recherches effectuées sur le terrain et au laboratoire de matériaux de fondation au barrage du Ghrib (Algérie), et parle des infiltrations sous un barrage en terre, près de Toulon.

Le *Prof. Scimemi* (Italie) recommande le perfectionnement des méthodes électriques d'essai des fondations, et un emploi plus général de ces méthodes.

Le *Lt. Fellenius* (Suède) discute l'emploi de la sonde à piston pour obtenir des échantillons intacts de sous-sol, et les modifications apportées à cet appareil pour éviter que les échantillons ne soient disloqués.

M. Williamson étudie la nature des dépôts glaciaires trouvés en Grande-Bretagne.

M. Drouhin décrit certaines méthodes spéciales et intéressantes employées pour augmenter la stabilité du barrage de Grand Churfa, Algérie, et pour étancher le rocher auquel s'appuie ce barrage, qui avait été construit sans que les études géologiques voulues soient préalablement effectuées.

Le *Dr. Rehbock* (Allemagne) cite le barrage de Kubbuk (Turquie) en exemple des conséquences de l'omission d'un examen attentif du sol avant la construction.

M. Henninger (Allemagne) décrit l'étanchement, au moyen d'injections de ciment, du sol de fondation du barrage du Schluchsee, où l'on avait trouvé que le granit contenait des parties molles.

ZUSAMMENFASSUNG DER DISKUSSION

Mr. Harza (Vereinigte Staaten) betonte die Bedeutung von Forschungen und Untersuchungen vor der Wahl eines Talsperrengeländes.

Mr. Crosby (Vereinigte Staaten) sprach über die Rolle des Geologen und nannte gewisse Punkte, die einer genauen Untersuchung zu unterziehen sind.

M. Mayer (Frankreich) behandelt die an Ort und Stelle und im Laboratorium über die Fundamentstoffe der Ghrib-Talsperre in Algier durchgeführten Untersuchungen, und diejenigen über Sickerung unter dem Erddamm bei Toulon.

Prof. Scimemi (Italien) empfiehlt die Vervollkommnung elektrischer Methoden zur Prüfung von Fundamentstoffen und deren häufigere Anwendung.

Lt. Fellenius (Schweden) behandelt die Anwendung von Kolbenbohrern zur Erlangung ungestörter Bodenproben aus dem Untergrund; ferner erörtert er an dem Bohrer vorgenommene Änderungen zur Vermeidung einer Störung der Bodenproben.

Mr. Williamson erörtert den Charakter der in Grossbritannien gefundenen glazialen Ablagerungen.

M. Drouhin, beschreibt gewisse spezielle und interessante Methoden, die zur Dichtung der Widerlager und zur Erhöhung der Stabilität der Grand Churfa-Talsperre in Algier angewandt wurden, die ohne entsprechende vorherige geologischen Untersuchungen erbaut worden war.

Prof. Rehbock (Deutschland) führt die Kubbuk-Talsperre in der Türkei als Beispiel für die Folgen der Unterlassung gründlicher Bodenuntersuchungen vor der Konstruktion an.

Herr Henninger (Deutschland) beschreibt die Dichtung der Gründung der Schluchsee-Sperre durch Zementeinspritzungen, wo der Granit weiche Zonen aufwies.

RESUMEN DE LA DISCUSION

El *Sr. Harza* (Estados Unidos) subraya la importancia de hacer exploraciones y estudios antes de elegir el emplazamiento de una presa.

El *Sr. Crosby* (Estados Unidos) describe la importancia del geólogo y enumera ciertas cuestiones que debieran ser objeto de investigación.

El *Sr. Mayer* (France) da cuenta de las investigaciones hechas en el terreno y en el laboratorio de los materiales de fundación en la presa Ghrib (Argelia) y habla de las infiltraciones bajo una presa de tierra cerca de Toulon.

El *Prof. Scimemi* (Italia) recomienda que se perfeccionen los métodos eléctricos de ensayo de las fundaciones, y que esos métodos se usen más generalmente.

El *Teniente Fellenius* (Suecia) discute el uso de la sonda de pistón para obtener muestras intactas del subsuelo, y las modificaciones hechas en este aparato para no alterar las muestras.

El *Sr. Williamson* discute el caracter de los depósitos glaciales encontrados en la Gran Bretaña.

El *Sr. Drouhin* describe ciertos métodos especiales e interesantes empleados para impermeabilizar los contrafuertes y para aumentar la estabilidad de la presa del Grand Churfa, Argelia, que había sido contruída sin hacer antes un estudio geológico adecuado.

El *Dr. Rehbock* (Alemania) cita la presa Kubbuk, Turquia, como ejemplo de las consecuencias producidas por no haber hecho un estudio cuidadoso del terreno antes de la construcción.

El *Sr. Henninger* (Alemania) describe la impermeabilización, mediante inyecciones de cemento, de la fundación de la presa Schluchsee, donde se halló que el granito contenía zonas blandas.

Question VII

Calculation of the Stability of Earth Dams

80645—38——16

D41

QUESTION VII

MYSLIVEC

CZECHOSLOVAKIA

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

ROLLING THE SOIL IN DAMS*

Ing. Dr. ALOIS MYSLIVEC

Czechoslovakia

The materials used in Czechoslovakia for building earth dams are tested in the Masaryk Hydrological and Hydrotechnical Institutes in Prague.

Before beginning to build earth dams, the following properties of the material to be used are ascertained by tests: Compressibility, resistance to sliding (angle of internal friction and cohesion), permeability, and grading of the material up to grains less than 0.002 mm, specific gravity, volume gravity, volume of voids, volume of water, volume of lime, and Atterberg's limits. These properties are also checked as building progresses, both for the soil before rolling and after it has been rolled in the dam.

According to the results obtained it is decided which material is to be used for the impervious layer and which for the other parts of the dam, what incline the slopes of the dam should have, and how the materials used should be treated to insure the stability of the dam.

The physical properties of soils depend not only upon their composition and grading, but also upon the manner of treating them and the percentage of voids and water they contain.

The volume of voids depends upon how the soil is rolled, i. e., the weight of the roller, the thickness of the layers rolled, how many times the roller passes over the layer, on the degree of moisture of the soil, and the amount of water sprinkled during rolling.

**Compression par roulage des matériaux des barrages en terre.*
Walzen der Bodenbaustoffe von Erddämmen.
Compresión por apisonamiento de los materiales de las presas de tierra.

To determine the slopes of the dam for a given material, as well as to ascertain the stability and permeability of the dam, it is necessary to take into consideration how soil will be treated in the dam, i. e., how it will be rolled and how many voids it will contain. Therefore, the above-mentioned institutes pay special attention to the treatment of the soil.

It is a fact that the volume of voids in a rolled material depends upon the manner of rolling. Soil rolled by a heavier roller has a smaller volume of voids than the same soil rolled in the same way by a roller of smaller weight. Similarly, if the soil is rolled in a thin layer, it has a smaller volume of voids than if the same soil is rolled by the same roller, for the same time, but in thicker layers. The above is applicable only insofar as the soil is compressed by rolling, to such an extent that all the voids in it are filled with water, and that it has no voids which are filled with air or gas. After this happens, and if the soil is then rolled by a still heavier roller or by the same roller for a longer time, the volume of voids in the soil does not decrease any more, as the roller does not press water out of the soil when passing over it. If the roller is too heavy, the soil under it is pressed out at the sides and the roller sinks into the soil.

To determine how to roll the soils, a condition was established that the material must be rolled to such a degree that it does not settle in the dam. The settling of the dam is then limited to the settling of the foundation soil.

To determine when the soil in the dam settles and does not settle, tests were carried out in which the soil was compressed in an apparatus where lateral deformation was prevented. After each pressure, increased gradually from $\nu_1=0.1$ kg/cm^2 to $\nu_2=0.5$ kg/cm^2 and then to $\nu=2.0$, 3.0, and 4.0 kg/cm^2, and after the soil had settled and the surplus water had been pressed out of the same, measurements were made of the volume of the voids n and the volume of water n_v, which the soil had during the various pressures ν. The test was also carried out in such a manner that the soil compressed gradually up to a pressure of $\nu=4.0$ kg/cm^2, was again released. After being partially released, the soil expanded a little owing to its elasticity, noticeable only after the soil was almost entirely released. Owing to the fact that the soil expanded elastically after being released, the volume of voids also partially increased. From the results measured, the relation between the pressure and the volume n of voids in the soil was established when the soil is compressed and when it is released. (See fig. 1.)

Further, from this diagram it is apparent that to each pressure ν in the soil there is a certain volume of voids n. If the experiment is carried out so that all the voids in the soil are filled with water, so that $n=n_v$, the volume of voids n for a given pressure is called the natural volume of voids, and the volume of water n_v is called the natural volume of water. The greater the pressure in the soil, the smaller the natural volume of voids in it, and vice versa, the smaller the pressure, the greater the natural volume of the voids. Further, it is evident that after being released, the volume of the voids in compressed soil increases only partially, due to the elastic compression.

The soil always tends to adjust the volume of the voids to the pressure in the soil, insofar as the volume of voids is not smaller than the natural volume.

If the actual volume of voids in the soil is greater than the natural volume, settling will take place, sometimes immediately, sometimes only after the soil gets wet, and the apparent cohesion ceases. The amount of settling of the soil is then so great, and lasts until the surplus water is pressed out of the soil and the actual volume of the voids is decreased to a natural volume. The more watertight the soil, the longer it lasts; the more permeable the soil, the sooner it settles.[1] It is a fact that the more the volume of water and the voids in the soil exceeds the natural volume, the smaller is the resistance of the soil to sliding, and the greater also its permeability. It is therefore necessary to roll the soil in the dam to the natural volume of voids corresponding to the pressures which will be in the dam, or to the vol-

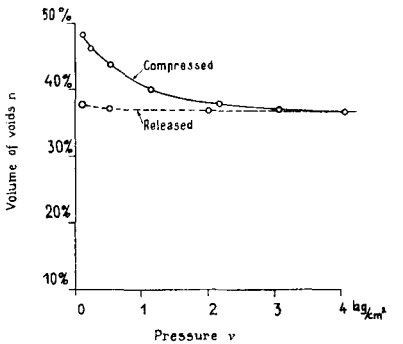


FIGURE 1.—**Diagram of volume of voids for pressure variations.** — Courbes du volume des pores pour les variations de pression. — Diagramm des Volumens der Hohlräume bei verschiedenen Drücken. — Curvas del volumen de los poros para las variaciones de presión.

ume of voids which is still smaller. This will ensure that the soil will not continue to settle in the dam and this will contribute greatly to increased stability of the dam.

In order to be able to roll the soil to a natural volume of the voids, the maximum pressure must be known at each point in the dam. This pressure is given by the weight of the soil, by the pressure of water, and by the accidental load on the crest of the dam. If the reservoir is filled with water the uplift of the penetrating water acts in the dam so that the pressure in the dam is smaller. It is therefore necessary to reckon with the most dangerous case, which occurs when the reservoir is filled for the first time and when there is no uplift in the dam.

If the maximum pressure is ascertained for each point in the dam, and if the dam is divided into horizontal layers as it is rolled, the rolled layers show a different pressure at each point and a different natural volume of voids. This pressure increases with the distance of the point from the crest and from the slopes of the dam. If the soil in

[1] *K. Terzaghi: Principles of Final Soil Classification. Public Roads, 1927.*

the dam is rolled exactly to the natural volume of voids only, the volume of voids in the layer rolled would have to be ascertained from time to time, and it would be necessary to change, from one point to the other, either the time of rolling or the thickness of the layers. This would complicate the work and make it perhaps more expensive. For this reason, the maximum pressure is ascertained in each layer and to it is allotted the natural volume of voids. The soil is then rolled over the whole layer to the required volume of voids, this being done with a roller that is heavy enough, and the rolling being continued long enough until the specified volume of voids is obtained. (See fig. 2.)

If the dam is built of various kinds of soil, the relation must be ascertained for each soil between the pressure ν and the volume of voids n. According to the pressure in the dam a corresponding natural volume of voids is determined for each soil and for each point in the dam.

The pressure in the dam is the smaller the nearer the layer is to the crest of the dam. The soil must therefore be rolled much more

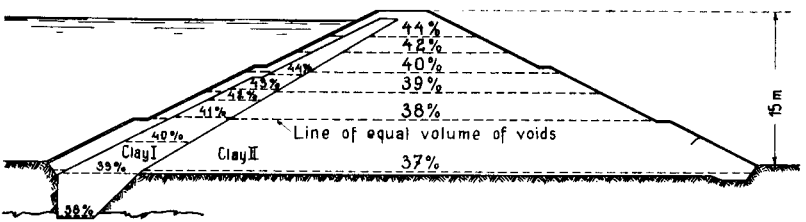


FIGURE 2.—**Cross section of dam with lines of equal volume of voids.** — Coupe du barrage avec lignes équivolumètriques des pores. — Querschnitt durch einen Damm mit einer Veranschaulichung der Linien gleichen Volumens der Hohlräume. — Corte de la presa con líneas equivolumétricas de los poros.

thoroughly near the base, i. e., to a smaller volume of voids, than in the layers situated near the crest of the dam. Soil thus rolled does not settle and has a natural volume of voids in the middle of the dam, whereas near the slopes the volume is smaller than that corresponding to the pressures at these points of the dam.

With regard to the rolling of the impervious layer, the soil must be rolled not only to the natural volume of voids, so that it cannot settle, but care must also be taken that the rolled soil is sufficiently waterproof. The permeability of the soil is ascertained for the various volumes of voids, and the soil is then rolled for that volume of voids at which it is sufficiently waterproof, viz, in those parts of the dam where this volume of voids is smaller than the natural volume of voids.

WEIGHT OF THE ROLLER

The volume of voids in the soil is a function of pressure. If the soil is to be compressed to a certain volume of voids corresponding to the maximum pressure in the layer of the dam, the roller must exert an equally great or still greater pressure. If the chosen weight of the roller is only so great that it exerts the same pressure as the maximum pressure in the dam, rolling would require too much time.

It is, therefore, advisable to choose a roller of such a weight that it exerts a pressure $p=1.2$ kg/cm^2 or more greater than the maximum pressure in the dam, this with a view to the partial distribution of the pressure in the layer rolled. Assuming that the pressure under the roller is uniform, the necessary weight of the roller is—

$$N=F\ (\nu\ \max+p)$$

where

N=total weight of the roller,
F=pressing surface of the roller,
ν max=maximum pressure in the soil,
p=overload.

If, for instance, it is necessary to roll an earth dam 15 m high, in which the maximum pressure in the foundations is ν max=3.1 kg/cm^2, the necessary weight of 1 m of the roller, assuming that the pressing width of the roller is 10 cm, is—

$$N=F\ .\ (\nu\ \max+p)=10\times100\times(3.1+2.0)=5.100\ \text{kg}=5.1\ \text{tons}$$

If a grooved roller is used, in which the width of the groove is the same as the width of the top, the pressing surface of the roller when the earth is compacted amounts to one-half as against a smooth roller without grooves. The necessary weight of 1 m of the roller is then—

$$N=\frac{F}{2}\cdot(\nu\ \max+p)=2.55\ \text{tons}$$

In computing this it is assumed that the pressing width of the roller is 10 cm. In rollers having a great radius, the pressing width is greater than in rollers with a smaller radius. The width actually existing is therefore to be chosen in the computation.

Thickness of the Layers Rolled, and the Time of Rolling

The surface on which the pressure from the roller is distributed in the lower part of the layer rolled increases with the thickness of the layer. The pressure in the upper part of the layer rolled is therefore higher than in the lower part. The layer rolled must therefore be so thick that, even in its lower part, it can be rolled to the specified volume of voids. The time of rolling also depends upon the thickness of the layer rolled. A thick layer must be rolled longer than a thinner one. After choosing the correct weight of the roller, the soil is rolled in a layer so thick and for so long a period that the soil is compacted to such an extent that the volume of voids reaches the specified amount, which is determined directly by testing on the building site. The rolling is checked in such a manner that the volume of voids in the layer rolled is ascertained, and compared with the volume of voids determined for that point of the dam.

Sprinkling the Soil With Water

The efficient rolling of the soil also depends upon the degree of moisture in it. If the soil is dry, it is crushed under the roller and

the particles of soil do not unite, therefore a large volume of voids is usual in rolled dry soil. A dam rolled from dry soil in small lumps with apparent coherency [2] settles after being saturated with water. After the soil is saturated, the apparent cohesion ceases, the lumps of soil are disturbed, and the dam settles, or the slopes of the dam may even slide. Dry soil must therefore be sprinkled during rolling. If n_v percent of water is in the soil (expressed in percent of volume of the soil) and if a natural volume of voids of n percent corresponds to the pressure ν exerted by the roller, the necessary quantity of water for sprinkling is in percent of the volume of the soil rolled:

$$\nu = n - n_v$$

If, for instance, the soil contains 34 percent of water, and if it is to be rolled by a roller exerting a pressure of $\nu = 5$ kg/cm^2, to which corresponds a natural volume of voids of 38 percent for the soil rolled, the necessary quantity of water for sprinkling 1 m^3 of the soil rolled is—

$$\nu = 1000 \times (0.38 - 0.34) = 40 \text{ liters}$$

If the soil is rolled in layers which are 10 cm thick, after being rolled $\frac{40}{10} = 4$ liters of water per m^2 of surface rolled are necessary.

It may also happen that the soil of which the dam is to be built is too wet. Its content of water is greater than the natural volume of voids which corresponds to the pressure exerted by the roller, or it may even be greater than the volume of voids to which the soil should be rolled. Such soil is not sprinkled; on the contrary, an attempt should be made to mix it with another soil which is drier, or, if possible, to dry it. If this is impossible, the dam is made of wet soil, and is rolled by a lighter roller, the weight of which the soil can bear. Such a dam will settle, and will also show a smaller resistance to sliding, which must be taken into consideration when choosing the incline of the slopes, and when computing the stability of the dam.

The dam can also be built of soil strongly saturated with water, which occurs in the case of hydraulic-filled dams. Such a dam settles greatly, and special measures must be taken to prevent the slopes from sliding.

After the soil in the dam is rolled to the specified volume of voids (i. e., to the natural volume of voids), the resistance of the soil to sliding (angle of internal friction and cohesion) is ascertained for this volume of voids and for the various pressures, and the stability of the slopes is computed for these values. If the soil is rolled to a natural volume of voids, or to a smaller volume of voids, the earth in the dam does not settle. In this case a factor of stability of $\alpha = 1.2$ is sufficient. But if a settling of the foundation of the dam takes place, this factor of stability must be increased corresponding also to the extent to which the foundations settle, so as to obtain the same degree of security of the dam.

[2] *K. Terzaghi: Erdbaumechanik.*

SUMMARY

The stability of an earth dam depends both on the settling of the soil in the dam and on the settling of its foundation. In order to prevent the soil in the dam from settling, it is necessary to roll it to a natural volume of voids corresponding to the pressure occurring in any point of the dam. The maximum pressure is therefore computed for each point in the dam and the natural volume of voids is determined by testing samples of the given soil saturated with water. After the sample of soil is compressed the volume of voids corresponding to each pressure is ascertained.

The soil in the dam is then rolled in such a manner that the volume of voids required at each point of the dam is obtained. The roller for rolling the soil should for other reasons exert a pressure of 1.2 kg/cm^2 or more greater than the expected maximum pressure in the dam. The soil which is rolled to a natural volume of voids or to a smaller volume of voids does not settle. For this case a factor of stability of $\alpha=1.2$ is sufficient. But if a settling of the dam in the foundation takes place, the factor of stability must be increased correspondingly.

RESUME

La stabilité des barrages en terre dépend aussi du tassement des sols dont les barrages sont construits et du tassement des fondations. Pour éviter le tassement du sol dans le barrage, il faut le comprimer au volume naturel des pores correspondant á la pression maxima à prévoir en chaque point du barrage. C'est pourquoi il faut calculer la pression maxima pour chaque point dans le barrage et déterminer pour cette pression le volume naturel des pores. Ce volume naturel des pores est obtenu au moyen d'essais, où l'on comprime le sol mouillé d'eau et on en détermine, pour chaque pression, le volume de ses pores.

On comprime ensuite le sol dans le barrage par roulage de manière à atteindre le volume de pores ainsi déterminé pour chaque point du barrage. Le rouleau compresseur, doit donner, pour d'autres raisons, une pression supérieure à la pression maxima à prévoir dans le barrage, de 1 à 2 kg/cm^2 ou davantage. Le sol étant comprimé au volume naturel des pores ou à un volume inférieur, ne se tasse plus, et il suffit d'un coéfficient de stabilité $\alpha=1,2$.

Ce coéfficient de stabilité doit être augmenté dans une proportion convenable selon le tassement des fondations du barrage.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Stabilität der Erddämme hängt auch vom Setzen des Dammmaterials und der Fundamente ab. Damit sich der Boden im Damm nicht setzt, ist es notwendig, dasselbe auf den natürlichen Poreninhalt hin zu walzen, der an jeder Stelle dem grössten dort wirkenden Drucke entspricht. Es wird deshalb an jeder Stelle des Dammes der grösste dort herrschende Druck berechnet. Der zugehörige natürliche Poreninhalt wird durch Versuche ermittelt, indem man die mit Wasser gesättigte Materialprobe zusammendrückt und nach erfolgter Setzung für jeden der Drücke den zugehörigen (natürlichen) Poreninhalt ermittelt.

Beim Bau wird dann das Dammmaterial in der Weise gewalzt, bis der ermittelte natürliche Poreninhalt an jeder Stelle des Dammes erreicht wird. Aus anderen Gründen muss hiebei der specifische Druck der Walze um 1–2 oder auch mehr kg/cm² grösser sein, als der an der betreffenden Stelle berechnete maximale Druck im Damme. Das auf den natürlichen, oder auf einen noch kleineren Poreninhalt gewalzte Dammmaterial, setzt sich nicht, und es genügt daher der Stabilitätsgrad $\alpha=1.2$.

Je nach dem Ausmass der Setzung der Fundamente muss der angeführte Stabilitätsgrad entsprechend vergrössert werden.

RESUMEN

La estabilidad de las presas de tierra depende tanto del asentamiento de los suelos de que se construyen las presas como del asentamiento de las fundaciones. Para evitar el asentamiento del suelo en la presa, se le debe comprimir al volumen natural de los poros correspondiendo a la presión máxima que se prevea en cada punto de la presa. Esta es la razón por la cual se debe calcular la presión máxima para cada punto de la presa y determinar por esta presión el volumen natural de los poros. Este volumen natural de los poros se obtiene por medio de ensayos, en los cuales se comprime el suelo saturado de agua y se determina, para cada presión, el volumen de sus poros.

Entonces se comprime el suelo en la presa por apisonamiento de manera que se alcance el volumen de poros así determinado para cada punto de la presa. La apisonadora debe dar, por varias razones, una presión superior a la presión máxima prevista para la presa, de 1 a 2 kg/cm² por lo menos. Comprimiendo el suelo al volumen natural de los poros o a un volumen menor, no se asienta más, siendo suficiente coeficiente de estabilidad $\alpha=1,2$.

Este coeficiente de estabilidad debe aumentarse en proporción conveniente de acuerdo con el asentamiento de las fundaciones de la presa.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULS DE STABILITE DES BARRAGES EN TERRE*

M. FRONTARD

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées à Bar-le-Duc

France

Ainsi que nous l'avons indiqué dans notre rapport au 1er Congrès des Grands Barrages en 1933, l'étude de la stabilité des barrages en terre peut être décomposée en deux chapitres:

1° Étude de la stabilité propre du massif, considéré indépendamment de sa retenue hydraulique comme s'il s'agissait d'un remblai ordinaire (exécuté d'ailleurs dans des conditions d'homogénéité et de compression particulièrement soignées).

2° Étude des modifications apportées à cet équilibre par les actions spéciales provenant des eaux retenues.

Nous reprendrons, dans ce qui suit, les théories déjà esquissées par notre rapport susmentionné, en les développant en tant que de besoin pour répondre notamment aux objections qui ont pu être formulées à leur sujet, et en exposant les nouveaux progrès qui ont pu leur être imprimés.

Nous ferons d'ailleurs uniquement état de massifs présentant un plan vertical de symétrie, et limiterons les calculs à l'étude des phénomènes affectant la section du massif par ce plan, afin de ramener autant que possible les problèmes de géométrie à trois dimensions à des problèmes de géométrie plane.

CHAPITRE I.—CONDITIONS RÉGISSANT LA STABILITÉ PROPRE DU MASSIF

1. LOIS DE LA RÉSISTANCE DES TERRES COHÉRENTES

On sait que les études de stabilité d'un massif argilo-sableux doivent être conduites en vue d'éviter l'accident classique dit "glissement de

**Calculation of the stability of earth dams.*
Berechnung der Stabilität von Erddämmen.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

talus", lequel consiste dans l'effondrement d'une portion conchoïdale $A\ M\ O$ du massif (fig. 1), comprenant habituellement le talus $O\ A$ sur toute sa hauteur et limitée inférieurement par une surface courbe suivant laquelle la matière constitutive du massif se trouve subir un cisaillement généralisé.

Tous les techniciens sont aujourd'hui d'accord pour reconnaître que la théorie mathématique de ce cisaillement peut et doit être poursuivie suivant les règles ordinaires de la résistance des matériaux. La résistance de la terre au dit cisaillement doit, notamment, être évaluée en conformité des lois générales posées par Mohr pour les matériaux solides homogènes et isotropes de nature quelconque, lois suivant lesquelles la rupture doit se produire sur un élément de surface $d\omega$ (fig. 2) quand la composante tangentielle t de la contrainte s

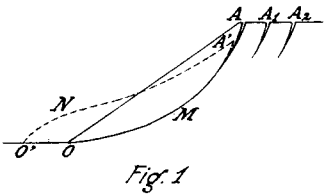


Fig. 1

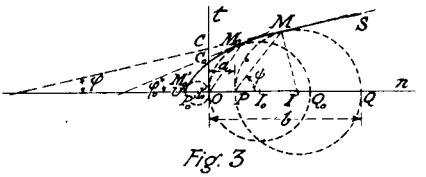


Fig. 3

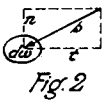


Fig. 2

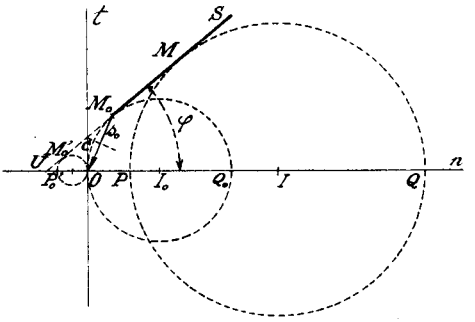


Fig. 4

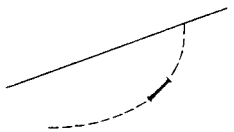


Fig. 5

conjuguée à cet élément atteint une valeur limite dépendant à la fois de la valeur de la composante normale n et des propriétés intrinsèques de la matière.

(1) $$t = f\ (n)$$

le tracé graphique, par rapport à deux axes de référence $O\ t$ et $O\ n$, de la courbe $f\ (n)$ dite courbe de Mohr (fig. 3) pouvant être défini comme l'enveloppe $U\ S$ d'une série de circonférences ayant leur centre I sur $O\ n$ et coupant $O\ n$ aux points P et Q d'abscisses respectivement égales aux contraintes principales minima et maxima existant au moment de la rupture, tandis que les directions de ces contraintes principales minima et maxima se trouvent orientées parallèlement aux droites $M\ P$ et $M\ Q$ joignant P et Q au point de tangence M.

Pratiquement la courbe de Mohr des terres peut être remplacée, entre certaines limites, par une ligne droite, dont l'angle φ avec l'axe des n et l'ordonnée C sont désignés respectivement par les vocables

"angle de frottement" et "cohésion." On retombe ainsi sur la vieille équation de Coulomb, qui caractérisait les contraintes donnant lieu à rupture par l'équation

$$t = n \operatorname{tg} \varphi + C \quad \text{(fig. 4)} \tag{2}$$

Il importe toutefois de remarquer, avec Résal, que seule mérite d'être retenue la partie de cette ligne droite correspondant à l'application d'efforts de compression, les terres n'étant guère capables de résister de façon certaine à des efforts d'extension; ainsi la position extrême susceptible pratiquement d'être envisagée pour le cercle de Mohr est celle où il se trouve tangent en O à l'axe $O\,t$; et l'élement de ligne droite $M_o\,U$ compris entre le point de tangence M_o de ce cercle limite avec la droite indéfinie $U\,S$ et l'intersection U de celle-ci avec l'axe des n négatifs doit être normalement écarté.

La même équation:

$$t = n \operatorname{tg} \varphi + C \tag{2}$$

peut aussi être utilisée, par une assimilation commode, pour caractériser la courbe de Mohr la plus générale donnée par la figure 3, à la condition de considérer alors les quantités φ et C comme des paramètres auxiliaires représentant, la première l'angle variable de la tangente en M avec l'axe $O\,n$, et la seconde l'ordonnée également variable de l'intersection de cette tangente avec l'axe $O\,t$.

En particulier, on a fréquemment l'occasion de faire usage des paramètres φ_o et C_o correspondant au point de tangence M_o de la courbe de Mohr avec le cercle de Mohr tangent en O à l'axe $O\,t$, ainsi que, pour les matières capables de résister aux efforts d'extension, des paramètres φ'_o et C'_o correspondant au point de tangence M'_o de la même courbe avec le cercle de Mohr analogue au précédent mais ayant son centre du côté des n négatifs.

Ce qui précède est adopté, pensons-nous, par tous les techniciens. Mais il n'en est pas de même, si anormal que cela puisse paraître, pour la définition mathématique elle-même d'un glissement d'ensemble — qui a été imparfaitement conçue par presque tous les auteurs qui s'en sont occupés.

2. DÉFINITION DES SURFACES DE GLISSEMENT

Il est *abominable* de croire, comme l'ont fait de trop nombreux théoriciens souvent éminents à d'autres titres, que la rupture de la matière ait jamais pu, dans aucun des accidents observés, s'effectuer *simultanément* suivant toute l'étendue de la surface de glissement finalement constatée. Aucun esprit un tant soit peu versé dans le calcul des probabilités ne peut admettre la possibilité de réalisation d'une série infinie de coïncidences telle que celle requise par une telle hypothèse. Tous les calculs qui ont pris, faute de mieux, pour point de départ fondamental un postulat aussi erroné méritent de voir leurs résultats soumis à une critique particulièrement attentive.

Nous proposons de reprendre comme il suit la description mathématique des surfaces de glissement.

Étant donné un massif précédemment en équilibre, admettons que l'on fasse croître lentement certaines des forces extérieures ou inté-

rieures appliquées au massif — ou, au contraire, que l'on fasse décroître la résistance intrinsèque de la matière dont il se compose. Alors un moment viendra où le glissement pourra s'amorcer. Ce début de glissement (fig. 5) portera sur l'élément plan, infiniment petit, du massif où se trouvera atteinte en premier lieu la condition d'équilibre limite posée par la loi de Mohr:

$$t = f(n).$$

La résistance de la matière (sauf dans le seul cas, tout à fait exceptionnel, où celle-ci serait parfaitement plastique) en sera localement altérée; pour les terres argileuses, en particulier, la matière cisaillée ne se ressoudera pas entièrement à elle-même en raison de la formation d'une couche mince de consistance savonneuse entre les deux faces en contact. La distribution des efforts se trouvera, elle aussi, nécessairement altérée au voisinage immédiat de l'élément cisaillé; de plus rien n'empêche de supposer que les forces primitivement mises en jeu continuent de croître ou la résistance de la matière de décroître suivant notre hypothèse précédente. Il pourra dès lors arriver que d'autres éléments de surface, prolongeant le premier, se trouvent placés à leur tour en état d'équilibre limite et soient entraînés dans le glissement. On appellera *surface de glissement* la surface constituée par ces éléments plans *successivement* affaiblis, et *courbe de glissement* l'intersection de cette surface avec le plan de symétrie du massif.

Certes, cette définition est moins simple que celles supposant arbitrairement l'équilibre limite réalisé à la fois sur toute l'étendue d'une surface de glissement. Mais elle est la seule répondant à la réalité. Et l'aboutissement même de nos calculs, tels qu'ils seront exposés plus loin, démontre que les complications qu'elle entraîne n'ont rien d'irrémissible. En particulier, les équations élémentaires posées par l'ouvrage de Résal sur la poussée des terres cohérentes lui sont, en fait, applicables malgré le caractère de simultanéité que cet auteur a pu paraître attribuer aux phénomènes de glissement.

En résumé, le glissement d'un talus ne doit pas être considéré comme mettant en jeu *à la fois* la résistance de la matière sur toute l'étendue de la surface de glissement: il s'effectue sous l'action de forces beaucoup plus faibles, mais plus sournoises, triomphant *successivement* de la résistance des différentes parties de la surface de glissement.

3. ANGLE D'INCIDENCE DES SURFACES DE GLISSEMENT PAR RAPPORT AUX ACTIONS MOLÉCULAIRES PRINCIPALES

Reportons-nous à la fig. 3, et considérons l'angle ψ formé avec $O\,n$ par la direction $P\,M$ du grand axe de l'ellipsoïde de Lamé au moment où le glissement va se produire. La contrainte conjuguée à l'élément qui va être atteint par ce glissement est représentée par le vecteur $O\,M$ reliant l'origine O au point de tangence M de la courbe de Mohr et du cercle de Mohr. On constate, à l'examen de la figure, que l'angle MIP est égal à $\frac{\pi}{2}-\varphi$, et, par suite, que ψ est égal à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$.

L'angle de $M\,P$ avec l'axe $O\,t$ est ainsi égal à $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$.

En d'autres termes, l'angle de tout élément de la surface de glissement avec la contrainte principale correspondant, au même point, à la direction de l'effort de *compression* maximum a pour valeur $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$.

Dans le cas d'un glissement par extension, le point de contact de la circonférence de Mohr avec la courbe de Mohr se trouvera à gauche de *Ot;* et l'on considérera de préférence l'angle de la surface de glissement avec l'action moléculaire principale correspondant à l'effort d'*extension* maximum: cet angle a pour valeur $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$.

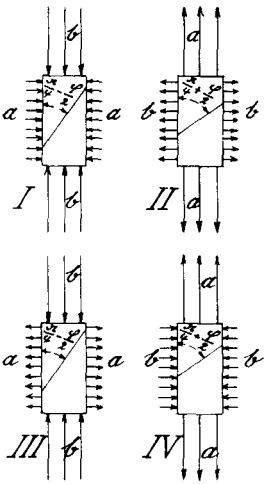


Fig. 6

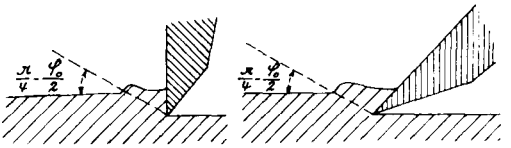


Fig. 8

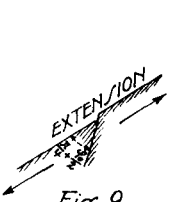


Fig. 9

Fig. 10

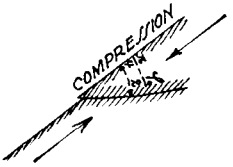


Fig. 7

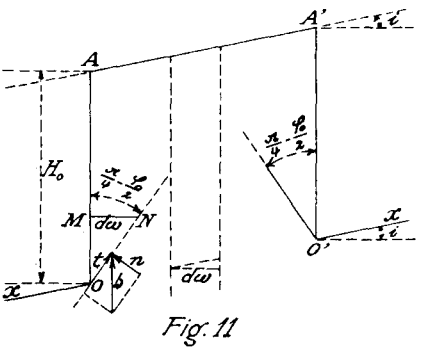


Fig. 11

La figure 6 ci-dessus résume, dans les quatre hypothèses possibles concernant le sens des contraintes principales *a* et *b*, les dispositions respectives de la surface de glissement et de la contrainte maxima soit de compression soit d'extension.

4. ANGLE D'ÉMERGENCE À UNE SURFACE LIBRE, PAR COMPRESSION DE LA MATIÈRE $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$

Un cas particulier d'un intérêt spécial est celui du glissement par compression simple, correspondant à la position $O\ M_o\ Q_o$ de la circon-

férence de Mohr. Ce cas particulier se rencontre notamment dans toute émergence d'une surface de glissement à la surface libre d'un massif, puisque l'ellipsoïde des actions moléculaires a, pour tous les points d'une surface libre, son petit axe (orienté perpendiculairement à celle-ci) réduit à zéro.

Il résulte de ce qui précède qu'*une surface de glissement ne peut, pour toutes les ruptures s'effectuant par compression, émerger à la surface libre sous un angle différent de* $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}$ (fig. 7). Le point M_o étant géométriquement fixé par la forme même de la courbe de Mohr, l'angle φ_o est une constante de la matière; $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}$ est ainsi également constant.

Dans le cas particulier des matières obéissant à la loi de Coulomb, φ_o est égal à l'angle de frottement interne constant φ de la matière, et l'angle d'émergence est égal à $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$.

La constance, pour une même matière solide, de l'angle d'émergence des surfaces de rupture par glissement au voisinage des surfaces libres a été constatée expérimentalement depuis longtemps. On peut citer, avec Mesnager, les études de Thime sur le rabotage des métaux qui montraient, dès 1877, que le refoulement de la matière s'effectue sous un angle constant avec la direction de marche de l'outil parallèle à la surface rabotée, quel que soit l'angle de l'outil avec la surface (fig. 8). Les lignes de Piobert constatées sur la surface des éprouvettes métalliques ou autres soumises à des essais de rupture en fournissent un autre exemple.

Il en est absolument de même pour les surfaces de glissement des massifs argilo-sableux. Universellement, on retrouve cet angle $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$.[1] Et les théories tendant à la prise en considération de surfaces de glissement émergeant à l'air libre sous des angles différents présentent, à cet égard, un réel point faible.

5. DISPOSITIFS D'IMMERGENCE DES SURFACES DE RUPTURE PAR EXTENSION DE LA MATIÈRE

Si l'on a affaire à une matière capable de résister à des efforts d'extension, les ruptures correspondantes sont schématisées, au voisinage de la surface libre, par le cercle de Mohr $OM'_oP'_o$ (fig. 3) et un raisonnement analogue au précédent démontre que l'angle d'immergence des surfaces de glissement devra, dans ce cas, être égal à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'_o}{2}$ (fig. 9).

[1] *Le seul cas d'exception possible est celui offert par les matières parfaitement pulvérulentes, pour lesquelles le diamètre du cercle de Mohr ne peut, au voisinage de la surface, que tendre vers zéro puisque le point* U *de la fig. 4 coïncide alors avec l'origine* O*; les trois actions moléculaires principales, et non plus seulement une seule, s'y annulent donc; et l'angle d'émergence des surfaces de glissement dépend de la direction limite qu'elles occupent au moment où elles tendent vers zéro.*

Mais cette anomalie est sans application dans les ouvrages en terre argileuse.

Pour les terres, qui sont généralement incapables de résister à des efforts d'extension, ce mode de rupture offre peu d'intérêt; et l'on ne constate généralement en ce qui les concerne, du chef des efforts d'extension, que des fissures ouvertes, lesquelles peuvent occuper des directions quelconques, plus ou moins voisines soit de la perpendiculaire à la surface libre, soit de la verticale (fig. 10).

En particulier on constate des fissures voisines de la verticale sur tous les remblais récents, au voisinage de la crête des talus de ceux-ci.

6. HAUTEUR DANGEREUSE D'UNE PAROI VERTICALE

$$H_o = \frac{2C_o}{\Delta} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_o}{2}\right)$$

Considérons un prisme vertical O A A'O' reposant sur un plan $x\,x$ horizontal, ou offrant une faible inclinaison i, et ayant sa face supérieure parallèle au même plan $x\,x$.

Soit Δ le poids spécifique de la matière qui le constitue, C_o la cohésion de celle-ci pour les efforts de compression simple (correspondant au point M_o de la courbe de Mohr de la fig. 3) et φ_o son angle de frottement interne pour les mêmes efforts. Le poids du prisme doit se répartir uniformément sur la base $O\,O'$ de sorte que chaque élément de cette base, de surface infiniment petite $\frac{d\omega}{\cos i}$ (fig. 11), supportera, ainsi d'ailleurs que sa projection horizontale $d\omega$, une charge verticale $d\,P$ égale à $\Delta H_o d\omega$. Le prisme s'écrasera quand la charge par unité de surface horizontale ΔH_o atteindra la valeur limite que l'on a coutume de dénommer "résistance à la compression" de la matière employée.

En réalité la rupture d'équilibre caractérisant l'écrasement doit s'opérer, ainsi qu'il vient d'être expliqué, par voie de glissement oblique suivant une série d'éléments plans inclinés, au voisinage de toute surface libre, d'un angle $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}$ par rapport à celle-ci. Ainsi un glissement se trouvera notamment amorcé, à partir du pied O de la paroi $O\,A$, suivant la direction oblique $O\,N$ inclinée de $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}$ sur la verticale (fig. 11). Considérons le prisme droit $O\,M\,N$ ayant ses arêtes perpendiculaires au plan de la figure et ayant pour base le triangle $O\,M\,N$ composé de l'élément infiniment petit $O\,N$, de l'horizontale $M\,N$ et de la verticale $O\,M$; soit $d\,\omega$ l'aire de la surface horizontale de ce prisme représentée suivant $M\,N$. Le prisme $O\,M\,N$ est soumis suivant $M\,N$ à la charge élémentaire $d\,P = \Delta H_o d\omega$, et suivant $O\,N$ à une force égale et directement opposée à la précédente aux infiniment petits du second ordre près. Cette dernière se répartissant sur la superficie de l'élément $O\,N$, égale à $\frac{d\omega}{\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}\right)}$,

on obtient, pour valeurs de la contrainte s correspondante ainsi que de ses composantes normale et tangentielle n et t.

$$s=\Delta H_o \sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}\right)$$

$$n=s \sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}\right)=\Delta H_o \sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}\right)=\frac{1}{2}\Delta H_o (1-\sin \varphi_o)$$

$$t=s \cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_o}{2}\right)=\frac{1}{2}\Delta H_o \cos \varphi_o.$$

Et la condition d'équilibre strict $t-n \operatorname{tg} \varphi=C$ s'écrit ici:

$$\frac{1}{2}\Delta H_o[\cos \varphi_o-(1-\sin \varphi_o) \operatorname{tg} \varphi_o]=C.$$

soit

$$H_o=\frac{2C_o \cos \varphi_o}{\Delta(1-\sin \varphi_o)}=\frac{2C_o}{\Delta}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_o}{2}\right). \tag{3}$$

Si cette hauteur limite est dépassée, la matière se cisaillera par clivages obliques à la base du prisme $O\,A\,A'O'$ sur tout le pourtour de celui-ci; et il faudra s'attendre à un effondrement au moins partiel de toutes ses parois verticales.

Le danger est le même, pour l'une quelconque de ces parois, quelles que soient les dimensions horizontales du massif et notamment si la paroi postérieure $O\,A'$ est rejetée théoriquement à l'infini. D'où le nom justifié de *hauteur dangereuse* adopté en tout état de cause pour caractériser la valeur H_o.

Cherchons à présent dans quels cas l'effondrement de la paroi verticale pourra être complet en se traduisant par la chute sur le sol d'une partie notable des éléments au moins superficiels qui la composent, et dans quels cas il pourra, au contraire, rester limité à une simple déformation n'affectant pas de façon vitale la stabilité de la paroi.

La première éventualité se produira en toute certitude, aussitôt atteinte la hauteur dangereuse, pour les matières telles que les terres résistant mal aux efforts d'extension: celles-ci en effet se fissureront verticalement aux abords de A dès que préludera le mouvement $O\,N$; la chute de la paroi sera ainsi inévitable, et le moins qui puisse arriver sera qu'elle se trouve limitée à un prisme $O\,A\,J\,D$ d'épaisseur $A\,J$ relativement faible, surmontant l'élément de surface de glissement $O\,D$ (fig. 12).

En ce qui concerne les matières capables de résister aux efforts d'extension, un examen critique plus approfondi est nécessaire. Par un raisonnement que nous allons réfuter, Résal avait avancé [2] que, pour ces matières, la valeur obtenue ci-dessus de la hauteur dangereuse ne devrait être rien moins que doublée. Tablant sur la loi de Coulomb,

[2] *Poussée des terres, 2ème partie, p. 68 sqq.*

et ayant montré que la direction de glissement la plus défavorable $O\,L$ est celle faisant avec la verticale l'angle $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ (fig. 13), que le poids du prisme triangulaire $O\,A\,L$ est donné par l'expression:

$$P=\frac{\Delta H^2}{2}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

et les composantes tangentielle T et normale N de ce poids par rapport à $O\,L$ par les expressions:

$$T=P\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{\Delta H^2}{2}\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N=P\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{\Delta H^2}{2}\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right).$$

Résal avait cru pouvoir, pour arriver au résultat visé, traduire la loi de Coulomb par l'équation ci-après:

$$\frac{T-N\operatorname{tg}\varphi}{L}=C$$

soit

$$\frac{\Delta H^2}{2}\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\left[1-\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]=\frac{CH}{\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}$$

ce qui donnait bien, conformément à ses vues:

$$H=\frac{4C}{\Delta}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right).$$

Mais ce raisonnement ne serait satisfaisant que si le poids P se répartissait uniformément le long de $O\,L$, ce qui n'est pas. En réalité, la répartition doit s'effectuer, au moins à titre de première approximation, suivant la règle du triangle, de telle sorte que les actions élémentaires normale et tangentielle au voisinage de O présentent une intensité double du chiffre moyen pris en considération par Résal, et au voisinage de L une intensité nulle. Il n'est pas douteux que, pour les matières tenaces aussi bien que pour les matières dénuées de résistance à l'extension, le glissement peut et doit s'amorcer à la base d'une paroi verticale dès que celle-ci dépasse la valeur unique fixée par la formule (3); la seule question en suspens est de savoir si, pour les matières tenaces, ce début de glissement arrivera, ou non, à se propager jusqu'à la partie supérieure du massif.

A cet égard, les calculs introduits par Résal dans la suite du même chapitre tombent encore en défaut, parce qu'au lieu de raisonner sur une matière offrant une résistance à l'extension répondant aux mêmes valeurs C et φ de la cohésion et de l'angle de frottement que sa résistance à la compression — hypothèse déjà très optimiste puisque, en fait, les courbes de Mohr de la plupart des matières connues paraissent (fig. 3) s'incurver au voisinage de leur inter-

section avec l'axe des n — il a accepté implicitement des taux de résistance à l'extension excédant de beaucoup les limites admissibles.[3]

Nous nous proposons de démontrer que, à valeur égale de C et φ pour la résistance aux efforts tant d'extension que de compression simple, la hauteur dangereuse des matières tenaces répondant à la

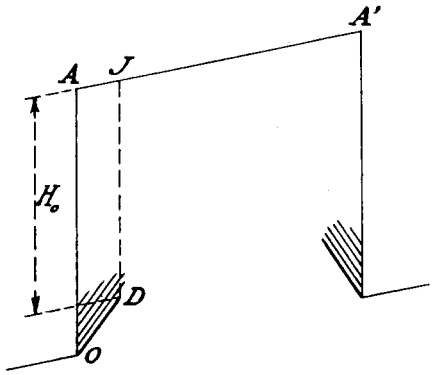


Fig. 12

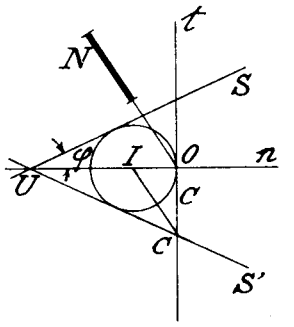


Fig. 14

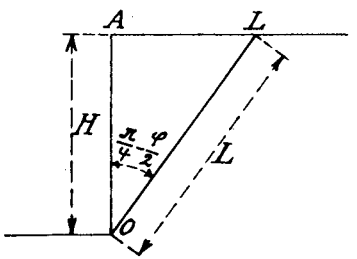


Fig. 13

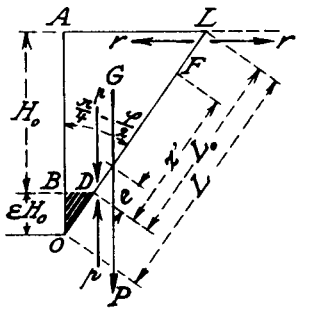


Fig. 15

loi de Coulomb ne saurait l'emporter en aucune manière sur celle des matières dénuées de résistance à l'extension.

Reprenons à cet effet la figure 12, en admettant que la hauteur H excède d'une quantité ϵH_o infiniment petite la valeur H_o répondant à la formule (3). Dans ces conditions, si l'on adopte les notations indiquées sur la figure 15, et si l'on admet d'abord que le poids P du prisme $O\ A\ L$ est réparti sur la longueur entière $O\ L$ suivant la

[3] *Ainsi la contrainte conjuguée de l'élément plan vertical situé au milieu de* O L *devrait avoir pour valeur, en fonction de la résultante* S *calculée par Résal page 73 de son ouvrage:*

$$s=\frac{4S}{y}\ soit\ s=\frac{2C}{sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}$$

elle serait dès lors représentée sur le graphique de Mohr par un vecteur O N *parallèle à* I C *et de longueur double de* I C *(fig. 14), sortant largement des limites tracées par la courbe de Mohr réduite aux deux droites de Coulomb.*

règle du triangle (en supposant, dans cette première approximation, que la matière est plus résistante qu'elle ne l'est en réalité) on constate que la charge sur l'élément de $O\,L$ le plus voisin de O a pour valeur:

$$p=\frac{2P}{L}.$$

P, poids du prisme, étant donné par l'égalité:

$$P=\Delta H^2\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

qui peut s'écrire ainsi:

$$P=\Delta H_o^2\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\times(1+2\epsilon)$$

soit $P=P_o(1+2\epsilon)$ si l'on désigne par P_o le poids du prisme de hauteur H_o et angle à la base $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$.

On aura ainsi, dans l'hypothèse envisagée:

$$p=\frac{2P_o(1+2\epsilon)}{L_o(1+\epsilon)}=\frac{2P_o}{L_o}(1+\epsilon).$$

Soit, en désignant par p_o le facteur $\frac{2P_o}{L_o}$, qui est mesuré par le vecteur $O\,M_o$ de la fig. 4 et représente la résistance maxima de la matière sous l'angle d'attaque envisagé

$$p=p_o(1+\epsilon)$$

De sorte que p se trouverait supérieur à p_o; et ce dépassement de p_o régnerait, en première approximation, sur la longueur $O\,D$ donnée par la règle du trapèze (se réduisant ici à un triangle):

$$\frac{O\,D}{p-p_o}=\frac{L}{p},\ \text{soit}\ O\,D=\frac{p-p_o}{p}L=\epsilon L.$$

Mais ce dépassement se traduira d'emblée, en réalité, par un cisaillement suivant $O\,D$. Il y aura ainsi affaiblissement de la résistance de la matière, en première approximation, sur cette longueur $O\,D$. Admettons, pour adopter l'hypothèse la plus favorable, que l'on ait affaire à une matière capable de se ressouder partiellement à elle-même au fur et à mesure du mouvement, et désignons par n, pour caractériser cette aptitude de la matière, le rapport entre la perte de cohésion résultant de la rupture et la cohésion initiale.[4] À orientation égale des efforts de rupture en un point quelconque de la zone cisaillée, et en particulier aux environs de la surface libre verticale, les efforts de rupture se trouveront ainsi représentés eux-mêmes par des vecteurs offrant entre eux le rapport $1-n$.

On aura alors, *en deuxième approximation*, à admettre que le poids P du prisme $O\,A\,L$ ne se répartit plus que sur la base réduite $D\,L$, tandis que la résistance rémanente de la partie cisaillée $O\,D$ se

[4] *Par exemple, pour les vases fluentes ayant fait l'objet des battages de pieux cités par M. Terzaghi dans les discussions du 1er Congrès des Grands Barrages, le coefficient n se trouverait égal à 0,20.*

traduit par l'adjonction, aux forces en présence, d'une force ascendante $2\ (1-n)\ \epsilon P$, ne pouvant être que parallèle à la surface libre, et appliquée au milieu de $O\ D$, soit à une distance de D égale à $\frac{\epsilon L_o}{2}$.

L'ensemble de P et de cette force donne lieu à une résultante P', appliquée à une distance e' de D, calculées par les équations:

$$\begin{cases} P' = P[1-2(1-n)\epsilon] = P_o(1+2\epsilon)[1-2(1-n)\epsilon] \\ e'P' = eP - \frac{\epsilon L_o}{2} \times 2(1-n)\epsilon P = P_o[e - L_o(1-n)\epsilon^2](1+2\epsilon) \end{cases}$$

soit:

$$\begin{cases} P' = P_o(1+2n\epsilon) \\ e' = e\frac{P}{P'} = \frac{L_o}{3}(1-2\epsilon)[1+2(1-n)\epsilon] = \frac{L_o}{3}(1-2n\epsilon). \end{cases}$$

Le point de passage F des efforts de compression aux efforts d' extension est situé à une distance z' du point D donnée, en fonction de e', par la formule connue

$$z' = \frac{L_o}{3} \times \frac{2L_o - 3e'}{L_o - 2e'}$$

tandis que le coefficient de proportionnalité m' des efforts de compression ou extension simple subis par les différents éléments de la base aux distances de ceux-ci à F doit avoir, de même pour valeur:

$$m' = 6P' \cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\frac{L_o - 2e'}{L_o^3}.$$

Ce qui donne:

$$z' = L_o(1-2n\epsilon)$$

$$m' = \frac{2P_o \cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}{L_o^2}(1+6n\epsilon).$$

La charge verticale p' appliquée à l'élément extrême, en D, de la base réduite $D\ L$ aura ainsi pour valeur principale

$$p' = \frac{m'z'}{\cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2P_o}{L_o}(1+4n\epsilon) = p_o(1+4n\epsilon).$$

Le dépassement par rapport à la charge maxima p_o compatible avec la capacité de résistance de la matière se produira dès lors, dans cette seconde approximation, non seulement sur la longueur initiale $OD = \epsilon L_o$, mais aussi sur la longueur supplémentaire

$$DD' = \frac{p' - p_o}{p'} L_o = 4\epsilon n L_o.$$

Ainsi, le cisaillement primaire, affectant la longueur $O\ D = \epsilon L_o$ du plan $O\ L$ du chef du dépassement ϵH_o de la hauteur dangereuse, ne peut que s'accompagner nécessairement d'un cisaillement nouveau affectant une longueur supplémentaire $D\ D' = 4\epsilon\ n\ L_o$, portant à $\epsilon\ (1+4\ n)\ L_o$ la longueur cisaillée. Et le même raisonnement montrerait que ce cisaillement sur la longueur $\epsilon\ (1+4\ n)\ L_o$ doit encore nécessairement s'accompagner d'un cisaillement supplémentaire $D'\ D'' = 4\ \epsilon\ (1+4n)\ n\ L_o$, portant à $\epsilon\ (1+4n)^2\ L_o$ la longueur cisaillée, et ainsi de suite. Finalement, la longueur cisaillée se trouvera portée

de proche en proche à $\epsilon L_o \times (1+4n)^{\infty}$, devenant ainsi infinie elle-même par rapport au dépassement de la hauteur dangereuse, si faible que puisse être la valeur, naturellement *finie*, attribuée à n.

Ce calcul démontre bien que, contrairement à ce qu'avait cru Résal, un massif constitué par une matière tenace répondant à la loi de Coulomb n'offre pas une hauteur dangereuse, en paroi verticale, différente de celle des massifs constitués par la même matière supposée privée de ténacité, à valeur égale des coefficients C et φ. *Cette hauteur est, dans tous les cas, identique à celle à partir de laquelle un prisme vertical de ladite matière commencerait à s'écraser à sa base sous l'action de son propre poids.*

Le même résultat s'impose, à fortiori, pour les matières tenaces répondant à une courbe de Mohr de forme ordinaire, forcément moins favorable que celle donnée par la loi de Coulomb.

On peut être surpris que Résal ait pu commettre dans une question aussi simple une semblable erreur. Du moins celle-ci se trouvait-elle limitée au seul cas des matières capables de résister aux efforts d'extension; elle n'a aucunement affecté ses calculs concernant les terres argileuses ordinaires, jugées précisément, par lui, avec raison, comme à peu près incapables de résister aux efforts d'extension. Si nous avons jugé nécessaire de la redresser ici, c'est surtout parce qu'il faut bien couper toute retraite à la prise en considération des chiffres non moins erronés auxquels tendent — et ce pour des massifs de terre argileuse ordinaire — d'autres théories plus récentes.

7. ÉQUATIONS GÉNÉRALES DES LIGNES DE GLISSEMENT SOUS UN TALUS RECTILIGNE INCLINÉ SUR L'HORIZONTALE D'UN ANGLE i SUPÉRIEUR À L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE φ DE SA MATIÈRE CONSTITUTIVE.

Nous avons donné précédemment [5] les équations des lignes de glissement des talus rectilignes dans le cas particulier offert par l'existence hypothétique, au droit des éléments de rupture, de l'état d'équilibre dit "de Rankine", impliquant, en l'espèce, qu'en chaque point de la verticale comprise entre le centre de l'élément qui va être atteint par le glissement et la surface libre, la direction conjuguée de cette verticale se trouve orientée parallèlement à la surface libre.

D'intéressants progrès viennent d'être réalisés en France dans l'étude d'états d'équilibre répondant à des conceptions plus souples. C'est ainsi que M. Caquot a abordé, dans un ouvrage publié en 1934, l'étude d'un état d'équilibre dans lequel les actions moléculaires conjuguées des éléments plans parallèles au talus offriraient simplement une direction constante (et non plus forcément verticale), cette direction pouvant même varier en fonction de la profondeur.

Le calcul des surfaces de glissement répondant à l'état d'équilibre considéré ayant été, dans cet ouvrage, vicié par la recherche illusoire de la simultanéité des ruptures affectant les divers éléments desdites surfaces, nous en avons repris l'étude. Nous nous placerons ici dans un cas plus général encore que celui de M. Caquot, en nous abstenant de toute hypothèse sur la distribution des actions moléculaires préexistant au glissement à l'intérieur du massif, sous la seule restriction

[5] *Comptes-rendus de l'Académie des Sciences, 20 février 1922, page 526. Voir aussi notre rapport au 1er Congrès des Grands Barrages (Compte-rendu du Congrès, vol. III, page 254).*

que les tubes de forces composés, à partir du périmètre de l'élément de la surface de glissement sur le point d'être atteint par la rupture, avec les contraintes conjuguées, au même moment, aux éléments plans parallèles au talus se trouvent offrir une section, parallèle au dit talus, de valeur constante jusqu'à la surface libre.

Prenons pour axes de coordonnées (fig. 16): Ox ascendant suivant la ligne de plus grande pente du talus, et Oy descendant faisant avec Ox un angle égal à $\frac{\pi}{2}-\varphi$.

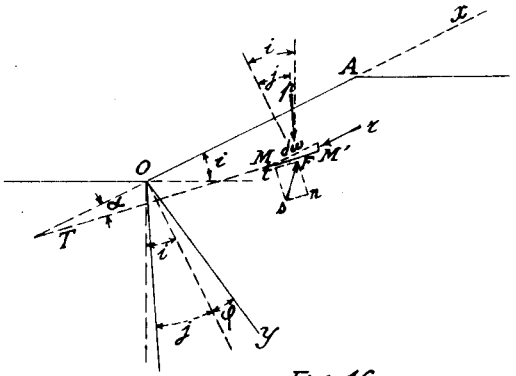


Fig. 16

Fig. 17

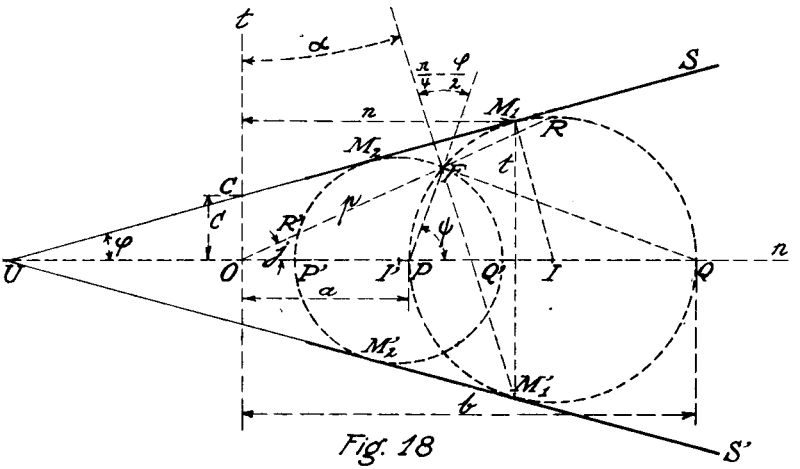


Fig. 18

Soit M un point de coordonnées x et y de la courbe de glissement, pris au moment où il va être atteint par la propagation dudit glissement; désignons par p la contrainte conjuguée en M à la direction Ox et par j la valeur absolue de l'angle qu'elle forme avec la normale à Ox. L'hypothèse adoptée permet d'exprimer la valeur de p en fonction de la seule variable y. En effet, le tube constitué, comme il a été indiqué plus haut, entre la surface libre et l'élément plan MM' de la surface de glissement en M — ou, aux infiniment petits d'ordre supérieur près, entre la surface libre et la section du précédent par le

plan mené par M parallèlement au talus, dont nous désignerons la surface par $d\,\omega$ — présentera alors un volume égal à $y\cos\varphi\,d\,\omega$. Se trouvant en équilibre sous l'action de son poids, égal à $\Delta\,y\cos\varphi\,d\,\omega$, de la force $p\,d\,\omega$, et de la résultante des efforts, tous parallèles à la surface libre, exercés sur ses parois latérales, il donnera lieu à un triangle de décomposition des forces (fig. 17) permettant d'écrire l'équation:

$$\frac{p\,d\,\omega}{\cos i}=\frac{\Delta y\cos\varphi\,d\,\omega}{\cos j}$$

soit

$$p=\frac{\Delta y\cos\varphi\cos i}{\cos j} \tag{4}$$

Désignons par α l'angle formé avec Ox par la tangente à l'élément MM' suivant lequel va, à partir de M, se propager le glissement déjà intervenu jusqu'au même point M, par s la contrainte conjuguée à MM', et par n et t les composantes de s suivant la normale à $M\,T$ et suivant $M\,T$. Établissons (fig. 18) le graphique de Mohr afférent à la distribution des contraintes autour de M.

Sur ce graphique, la contrainte p précédement déterminée sera représentée en vraie grandeur par le vecteur $F\,O$ faisant avec $O\,n$ un angle égal à j; et les contraintes s'exerçant autour de M au moment de la rupture devront se trouver, en conséquence, représentées par des vecteurs ayant leur extrémité soit sur l'une soit sur l'autre des deux circonférences répondant à la triple condition de passer par F, d'avoir leur centre I ou I' sur $O\,n$, et d'être tangentes à la courbe de Mohr, réduite ici à la droite de Coulomb $U\,S$. La circonférence de centre I, correspondant à une valeur $O\,R$ supérieure à p de la contrainte r conjuguée à p, définit, au point M considéré de la figure 16, un état d'équilibre analogue à celui que Résal a appelé "équilibre limite supérieur", tandis que la circonférence de centre I', correspondant à une valeur $O\,R'$ de r inférieure à p, définit de même un état d'"équilibre limite inférieur".

Considérons d'abord, pour nous placer dans le cas représenté par la fig. 16, la première de ces deux circonférences. Elle coupe On aux deux points P et Q tels que les vecteurs $O\,P$ et $O\,Q$ reproduisent les longueurs respectives a et b du petit et du grand axe de l'ellipsoïde de Lamé existant en M au moment préludant à la rupture; quant à la direction desdits axes, elle est donnée par les angles $F\,P\,Q=\psi$ et $F\,Q\,P=\frac{\pi}{2}-\psi$ de la figure 18, qu'il suffit de reporter sur la figure 16 à partir de Ox. En particulier, le grand axe de l'ellipsoïde fait, avec Ox, un angle égal à $\frac{\pi}{2}-\psi$. Enfin, les deux directions de glissement, inclinées, on le sait, de $\pm\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ par rapport à cette direction $F\,P$ du grand axe de l'ellipsoïde, s'obtiennent en joignant F aux deux points de contact M_1 et M'_1 de la circonférence avec la droite de Coulomb $U\,S$ et avec sa symétrique par rapport à $O\,n$, $U\,S'$.

De même, l'examen de la seconde circonférence révèle, dans le cas de l'équilibre limite inférieur, deux autres directions de glissement $F\,M_2$ et $F\,M'_2$.

Nous désignerons les directions telles que $F M'_1$ et $F M'_2$ sous le nom de "directions syndrômes", et les directions telles que $F M_1$ et $F M_2$ sous le nom de "directions antidrômes". Les premières sont, de beaucoup, les plus intéressantes, un examen plus approfondi révélant que les directions antidrômes correspondent à des refoulements *ascendants* qui ne se rencontrent que rarement dans la pratique, tandis qu'au contraire les glissements syndrômes sont aidés, et non contrariés, par les forces dues à la pesanteur.

Il résulte de ce qui précède que l'angle α des figures 16 et 18 et l'angle ψ de la figure 18 sont liés par la relation

$$\psi=\alpha+\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2} \tag{5}$$

Or les triangles $O F P$ et $O F Q$ de la figure 18 donnent les relations

$$\frac{a}{\sin(\psi-j)}=\frac{p}{\sin\psi}$$

$$\frac{b}{\cos(\psi-j)}=\frac{p}{\cos\psi}$$

On en tire:

$$I M_1=\frac{b-a}{2}=p\,\frac{\sin j}{\sin 2\psi}$$

$$O I=\frac{b+a}{2}=p\,\frac{\sin(2\psi-j)}{\sin 2\psi}$$

Projetant $U I$ sur $M_1 I$, on obtient la relation:

$$I M_1=O I\sin\varphi+C\cos\varphi$$

soit:

$$p\left[\frac{\sin j}{\sin 2\psi}-\frac{\sin\varphi\sin(2\psi-j)}{\sin 2\psi}\right]=C\cos\varphi$$

ou

$$\frac{\sin 2\psi}{\sin j-\sin\varphi\sin(2\psi-j)}=\frac{p}{C\cos\varphi}$$

Et l'on en déduit, finalement, en remplaçant ψ et p par leurs valeurs données par les équations (4) et (5)

$$\frac{\Delta y\cos i}{C\cos j}=\frac{\cos(2\alpha+\varphi)}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)}$$

soit:

$$y=\frac{C\cos j}{\Delta\cos i}\times\frac{\cos(2\alpha+\varphi)}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)} \tag{6}$$

On serait arrivé exactement à la même équation si l'on avait fait état, au lieu de la circonférence de Mohr de centre I, de celle de centre I' en adoptant la deuxième direction de glissement syndrome $F M'_2$.[6]

[6] *Il n'en est pas de même pour les directions antidrômes* F M_1 *et* F M_2, *qui donnent lieu à des équations quelque peu différentes. On trouve encore des arcs de cycloïdes, mais présentant leur point de rebroussement intérieurement au talus. Ainsi que nous l'avons indiqué plus haut, les glissements de cette nature sont à peu près dénués d'intérêt pratique.*

On en tire par différenciation:

$$dy=-\frac{C}{\Delta\cos i\,[\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)]^2}$$
$$\left\{\begin{matrix}4\sin j\cos j\sin\alpha\cos(\alpha+\varphi)d\alpha\\+\cos(2\alpha+\varphi)[1-\sin\varphi\sin(2\alpha+\varphi)]dj\end{matrix}\right\}.$$

On a d'ailleurs

$$dx=\frac{\cos(\alpha+\varphi)}{\sin\alpha}dy.$$

Et l'on en déduit:

$$dx=-\frac{C\cos(\alpha+\varphi)}{\Delta\cos i[\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)]^2}$$

(7)
$$\left\{\begin{matrix}2\sin 2j\cos(\alpha+\varphi)d\alpha\\+\dfrac{\cos(2\alpha+\varphi)[1-\sin\varphi\sin(2\alpha+\varphi)]}{\sin\alpha}dj\end{matrix}\right.$$

Les équations 6 et 7 *sont absolument générales*, et définissent complètement la courbe de glissement, en fonction du paramètre variable α et de la loi assignée aux variations de j dans la zone du massif avoisinant cette courbe.

Le rayon de courbure en chaque point est donné d'ailleurs, ainsi que les valeurs des contraintes s'exerçant autour du même point au moment où celui-ci va être entraîné dans le glissement, par les formules ci-après, qui sont, elles aussi, absolument générales:

(8)

Rayon de courbure:

$$\rho=-\frac{\cos\varphi\,dy}{\sin\alpha\,d\alpha}=\frac{C\cos\varphi}{\Delta\cos i[\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)]^2}$$
$$\left\{\begin{matrix}2\sin 2j\cos(\alpha+\varphi)\\+\dfrac{\cos(2\alpha+\varphi)[1-\sin\varphi\sin(2\alpha+\varphi)]}{\sin\alpha}\dfrac{dj}{d\alpha}\end{matrix}\right\}$$

Charge:

$$p=\frac{\Delta y\cos\varphi\cos i}{\cos j}=C\cos\varphi\frac{\cos(2\alpha+\varphi)}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)}$$

Poussée oblique parallèle au talus (conjuguée de p):

$$r=p\frac{\cos(2\alpha-2j+\varphi)}{\cos(2\alpha+\varphi)}=C\cos\varphi\frac{\cos(2\alpha-2j+\varphi)}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)}$$

Composantes normale et tangentielle de la contrainte conjuguée à l'élément plan sur le point d'être atteint par le glissement, et obliquité de celle-ci:

$$n=p\frac{\cos(2\alpha-j+\varphi)-\sin j\sin\varphi}{\cos(2\alpha+\varphi)}=$$
$$C\cos\varphi\frac{\cos(2\alpha-j+\varphi)-\sin j\sin\varphi}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)}$$
$$t=p\frac{\cos\varphi\sin j}{\cos(2\alpha+\varphi)}=C\cos^2\varphi\frac{\sin j}{\sin j-\sin\varphi\cos(2\alpha-j+\varphi)}$$
$$\operatorname{tg}\theta=\frac{t}{n}=\frac{\cos\varphi\sin j}{\cos(2\alpha-j+\varphi)-\sin j\sin\varphi}$$

8. CAS PARTICULIER OÙ L'ANGLE DES ÉLÉMENTS PARALLÈLES AU TALUS AVEC LES CONTRAINTES CONJUGUÉES À CEUX-CI EST CONSTANT

Dans le cas où l'on admettrait que j offre une valeur constante aux environs de tout élément sur le point d'être atteint par la propagation du glissement, l'équation (7) prend la forme simplifiée:

$$(9) \qquad dx = -\frac{4C \sin j \cos j}{\Delta \cos i} \times \frac{\cos^2(\alpha+\varphi)}{[\sin j - \sin\varphi \cos(2\alpha - j + \varphi)]^2} d\alpha$$

Cette dernière équation est très voisine de celle à laquelle nous étions déjà arrivé dans l'hypothèse de l'état d'équilibre de Rankine et s'intègre de la même façon. Avec le système d'axes que nous avons choisi, il convient de prendre pour variable auxiliaire un angle μ défini par la relation

$$\operatorname{tg}\frac{\mu}{2} = \sqrt{\frac{\sin(j+\varphi)}{\sin(j-\varphi)}} \frac{\sin\alpha}{\cos(\alpha+\varphi)}.$$

On obtient ainsi, sans aucune difficulté:

$$x = \frac{C}{\Delta \cos i \sin(j-\varphi)} \frac{\cos\varphi \cos j \sin j}{\sqrt{\sin(j-\varphi)\sin(j+\varphi)}} (\mu_o - \mu + \sin\mu_o - \sin\mu)$$

soit, μ_o étant défini par la valeur $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ de l'angle α, atteinte au point d'émergence O (d'où l'on déduit par un calcul facile:

$$\cos\mu_o = -\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} j}$$

$$\sin\mu_o = \sqrt{\frac{\sin(j-\varphi)\sin(j+\varphi)}{\sin j \cos\varphi}}$$

$$(10) \begin{cases} x = \dfrac{C \cos\varphi \sin j \cos j}{\Delta \cos i \sin(j-\varphi)} \dfrac{}{\sqrt{\sin(j-\varphi)\sin(j+\varphi)}} \Big[\arccos\left(-\dfrac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} j}\right) \\ \quad + \dfrac{\sqrt{\sin(j-\varphi)\sin(j+\varphi)}}{\cos\varphi \sin j} - \mu - \sin\mu \Big] \\ y = \dfrac{C \cos\varphi \sin j \cos j}{\Delta \cos i \sin(j-\varphi)\sin(j+\varphi)} \left(\dfrac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} j} + \cos\mu\right). \end{cases}$$

Les courbes ainsi obtenues sont des arcs de cycloïdes déformés homologiquement suivant une obliquité égale à φ, absolument comme dans le cas particulier déjà connu $i=j$ correspondant à l'état d'équilibre de Rankine, dont elles se déduisent par une loi de similitude fort simple — chacune des nouvelles cycloïdes calculées sous le régime d'une obliquité de charge j pour une inclinaison de talus i se trouvant identique, au facteur $\frac{\cos j}{\cos i}$ près, à la cycloïde calculée sous le régime de l'état d'équilibre de Rankine pour une inclinaison de talus j. Et, de même, elles ne devront, pour les matières, telles que les terres, incapables de résister aux efforts d'extension, être retenues comme solution véritable du problème qu'à concurrence de leur seul arc $O\,C$

correspondant aux ruptures par compression, et à l'exclusion de leur arc $C\,A$ se développant dans une partie du massif soumise à des efforts d'extension. Le point extrême C dont il s'agit est celui où la poussée r est nulle, il correspond à la valeur α_c de l'angle α donnée par la formule

$$\alpha_c = -\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + j.$$

La figure 19 donne l'allure de l'une de ces cycloïdes, calculée pour le cas particulier d'un talus incliné à 2 de base pour 1 de hauteur, constitué au moyen d'une matière d'angle de frottement interne $\varphi = 10°$ placée dans un état d'équilibre correspondant à un angle j égal à 22°16′.

Pourquoi a-t-on adopté, entre toutes, cette valeur spéciale de l'angle j? Nous allons en expliquer le motif, non sans avoir observé,

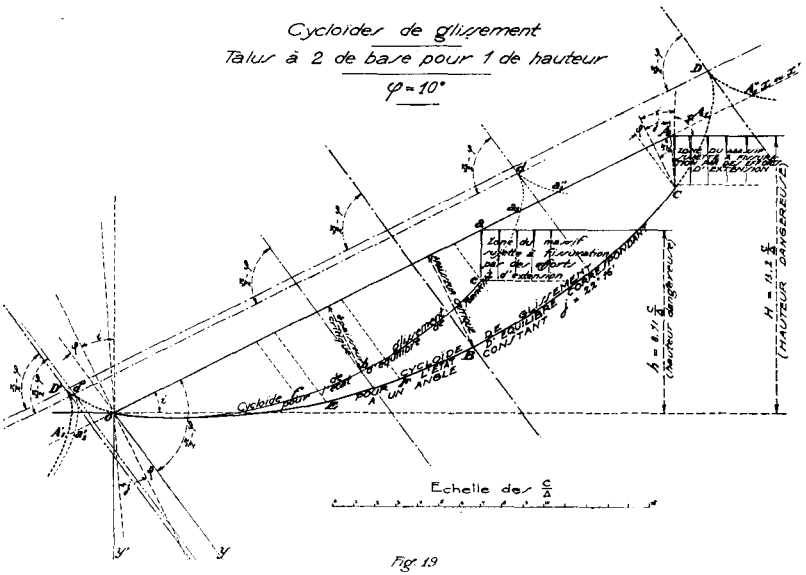


Fig. 19

au préalable, que j ne peut normalement, dans la pratique, avoir que des valeurs intermédiaires entre φ et i (soit, dans l'exemple choisi, entre 10° et 26°33′24″).

Dans l'état d'équilibre considéré, le poids d'un parallélépipède élémentaire du massif (fig. 20) ayant ses deux bases supérieure et inférieure (de longueur dx et de largeur prise pour unité) parallèles au talus, et ses arêtes (de longueur $dv = \frac{dy \cos\varphi}{\cos j}$) reliant lesdites bases suivant la direction conjuguée à celles-ci, au lieu d'être transmis intégralement sur la surface d'appui de la base inférieure (ainsi qu'il advenait dans l'état d'équilibre de Rankine), peut être décomposé en deux forces élastiques, dont une seule, agissant sur la base, est intervenue dans les calculs du § précédent. L'autre force provenant de cette décomposition, dirigée parallèlement à $O\,x$, se traduit par un accroissement dr de la contrainte r agissant sur les faces latérales du

parallélépipède, laquelle subit ainsi, lorsque son point d'application M de la figure 16 se déplace parallèlement au talus, des variations étendues. Se plaçant dans l'hypothèse où, en tous les points des plans parallèles à la surface libre, la direction des contraintes conjuguées aux éléments de ce parallèle serait constante, c'est-à-dire où l'angle j serait constant en tous les points de chaque plan parallèle au talus, M. Caquot a remarqué que les variations ainsi imposées à la contrainte r, ne devaient pas avoir pour effet, sous peine de rupture, de porter la valeur de r en deçà ni au-delà des deux valeurs extrêmes $O\,R$ et $O\,R'$ de la figure 18; et il en a déduit que, dans l'hypothèse considérée, l'équilibre ne pouvait exister, le long de toute droite parallèle au talus, que sur une longueur essentiellement limitée, donnée par la formule

$$l=\frac{4\sqrt{\left(y\sin\varphi+\frac{C}{\Delta\cos i}\right)^2-y^2\cos^2\varphi\,\mathrm{tg}^2 j}}{\cos\varphi\frac{d}{dy}[y(\mathrm{tg}\,i-\mathrm{tg}\,j)]} \tag{11}$$

Dans le cas où l'on suppose j constant dans toute la région considérée du massif, cette formule s'écrit:

$$l=\frac{4\sqrt{\left(y\sin\varphi+\frac{C}{\Delta\cos i}\right)^2-y^2\cos^2\varphi\,\mathrm{tg}^2 j}}{\cos\varphi\,(\mathrm{tg}\,i-\mathrm{tg}\,j)} \tag{12}$$

et la zone en équilibre surabondant se trouve ainsi délimitée par une courbe qui est soit une ellipse (fig. 21), soit une courbe déduite de cette ellipse par un glissement fonction arbitraire de y.

Ce résultat, conçu par son auteur pour les matières capables de résister aux efforts d'extension[7], doit être modifié quand on a affaire à des matières telles que les terres, incapables de résister aux dits efforts. En effet, pour les couches du massif avoisinant la surface libre, la figure 18 doit être remplacée par la figure 22 ci-contre, dans laquelle, le vecteur $O\,R'$ étant négatif, le champ de variation de la contrainte admissible r se trouve représenté, non plus par $R\,R'$, mais bien par le vecteur $O\,R$ de longueur notablement moindre. Nous n'aurons à utiliser ce résultat que pour la couche superficielle elle-même du massif ($p=0$) où F se confond avec O. $O\,R$ a alors pour valeur $O\,Q\cos j$, soit $2\,C\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\cos j$; et le triangle de décomposition des forces indiquées par la figure 20, où $p=0$, permet d'écrire, d'autre part, la relation

$$\frac{dr\,dv}{\sin\,(i-j)}=-\frac{\Delta\cos j\,dx\,dv}{\cos j}$$

soit

$$\frac{dr}{dx}=-\Delta\,\sin\,(i-j)$$

ou

$$x-x_0=\frac{r_0-r}{\Delta\,\sin\,(i-j)}$$

[7] *Même pour ces matières, son application exige d'ailleurs certaines réserves, en particulier pour les talus voisins de la verticale* (*cf* § 6 *ci-dessus*).

d'où l'on conclut que la longueur maxima l_o susceptible d'être occupée par un talus, dans l'état d'équilibre moléculaire correspondant à l'angle j envisagé, sans un commencement de cisaillement de son pied au voisinage immédiat de la surface libre, est donnée par la formule ci-après, déduite de la précédente en donnant à ro la valeur $O\,R$ et à r comme à x_o la valeur zéro:

$$l_o = \frac{2C}{\Delta} \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\cos j}{\sin\,(i-j)} \tag{13}$$

On se trouve ainsi conduit à rejeter, comme sans intérêt pratique, celles des cycloïdes de glissement données par les équations (10) qui correspondraient à des talus offrant, pour la valeur de j considérée, une

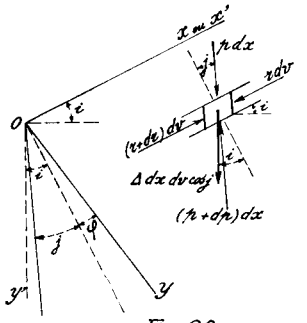


Fig. 20

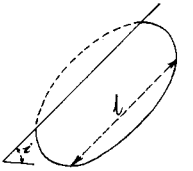


Fig. 21

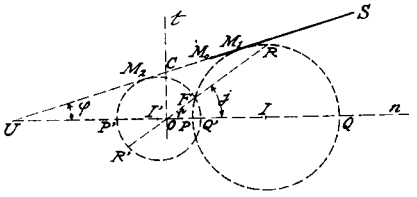


Fig. 22

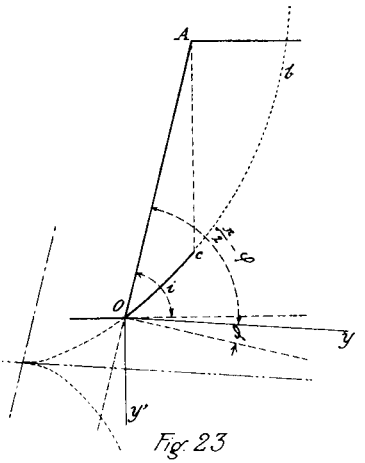


Fig. 23

longueur supérieure à ladite valeur l_o. Or on constate que, dans la même hypothèse visant la constance de j dans toute la zone du massif qui se trouverait impliquée dans le mouvement, la portion du massif où celui-ci s'effectue sans efforts d'extension intérieurs est limitée supérieurement par la droite $C\,A$ partant du point C, défini plus haut et inclinée de j sur la normale au talus. La longueur du talus $O\,A$ ainsi déterminé est donnée par l'équation:

soit, tous calculs faits $\quad x_A = x_c + y_c \dfrac{\sin\,(j+\varphi)}{\cos j}$

$$x_A = \frac{2C}{\Delta}\left[\frac{(1+\sin\varphi)\cos j}{\cos i \sin\,(j-\varphi)} + \frac{\cos\varphi \sin 2j \operatorname{arc\,cos} \dfrac{\sin^2 j - \sin\varphi}{\sin j(1-\sin\varphi)}}{2\cos i \sin\,(j-\varphi)\sqrt{\sin\,(j-\varphi)\sin\,(j+\varphi)}}\right] \tag{14}$$

En d'autres termes, on ne doit pas admettre pour j n'importe quelles valeurs; et il faut s'en tenir uniquement à celles comprises entre i (état d'équilibre de Rankine) et la valeur limite donnée par l'équation ci-après, obtenue en écrivant l'égalité de l_o et de x_A

$$(15)\qquad \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\cos j}{\sin\,(i-j)}-\frac{(1+\sin\varphi)\cos j}{\cos i\,\sin\,(j-\varphi)} - \frac{\cos\varphi\,\sin 2j\,\operatorname{arc\,cos}\dfrac{\sin^2 j-\sin\varphi}{\sin j\,(1-\sin\varphi)}}{2\cos i\,\sin\,(j-\varphi)\sqrt{\sin\,(j-\varphi)\,\sin\,(j+\varphi)}}=0$$

Pour les valeurs de φ et de i, adoptées dans l'exemple choisi, figure 19, la valeur de j racine de cette équation était de 22° 16′; tel est le motif pour lequel cette dernière valeur a été adoptée.

Ainsi la figure 19 a été spécialement étudiée en vue de mettre en évidence *la plus grande cycloïde* susceptible d'être conçue sous le régime $j \neq \varphi$.

9. CAS PARTICULIER DE L'ÉTAT D'ÉQUILIBRE DE RANKINE

Les équations des cycloïdes correspondant à l'état d'équilibre de Rankine se déduisent immédiatement des équations (9). On obtient ainsi:

$$(16)\qquad \begin{cases} x=\dfrac{C\cos\varphi\,\sin i}{\Delta\,\sin\,(i-\varphi)\sqrt{\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}}\left[\operatorname{arc\,cos}\left(-\dfrac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} i}\right)\right. \\ \qquad\qquad \left.+\dfrac{\sqrt{\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}}{\cos\varphi\,\sin i}-\mu-\sin\mu\right] \\ y=\dfrac{C\cos\varphi\,\sin i}{\Delta\,\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}\left(\dfrac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} i}+\cos\mu\right) \end{cases}$$

Il est facile de vérifier la concordance de ces dernières équations avec celles déjà reproduites, pour un système d'axes différent et en fonction d'un paramètre variable également différent λ, par notre précédent rapport au 1er Congrès des Grands Barrages, lesquelles étaient les suivantes:

$$(16^{bis})\qquad \begin{cases} x'=\dfrac{C\cos\varphi\,\operatorname{tg} i}{\Delta\,\sin\,(i-\varphi)\sqrt{\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}}(\lambda_o\cos i \\ \quad +\cos\varphi\,\sin\lambda_o-\lambda\cos i-\cos\varphi\,\sin\lambda) \\ y'=\dfrac{C\cos\varphi\,\operatorname{tg} i}{\Delta\,\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}\left[\dfrac{\sin\varphi}{\operatorname{tg} i}\right. \\ \qquad\qquad \left.-\sqrt{\sin\,(i-\varphi)\,\sin\,(i+\varphi)}\,\sin\lambda+\cos i\cos\lambda\right] \end{cases}$$

$$\left(\lambda_o \text{ étant défini par l'égalité } \cos\lambda_o=\frac{\sin^2 i-\sin\varphi}{\sin i\,(1-\sin\varphi)}\right)$$

Ces cycloïdes se trouvent être, dans chaque cas, *les plus petites* qui puissent être obtenues, toutes les courbes étudiées aux deux paragraphes précédents pour des valeurs de j comprises entre i et φ ayant des dimensions supérieures.

Afin de permettre une comparaison synoptique dans le cas particulier $\varphi=10°$, tg $i=0{,}5$ fixé par la figure 19, nous avons reporté sur celle-ci, en trait fin, au regard de la *cycloïde maxima* correspondant au régime d'équilibre $j\neq i$, la *cycloïde minima* ainsi trouvée sous le régime d'équilibre de Rankine.

Ces cycloïdes minima offrent un intérêt tout spécial. Nous donnons ci-après les valeurs de leur rayon de courbure en chaque point, ainsi que celles des contraintes s'exerçant au même point au moment où celui-ci va être atteint par le glissement:

(17)
$$\begin{cases}
\text{Rayon de courbure:} \\
\rho=-\dfrac{\cos\varphi}{\sin\alpha}\dfrac{dy}{d\alpha}=\dfrac{4C}{\Delta}\dfrac{\cos\varphi\sin i\cos(\alpha+\varphi)}{[\sin i-\sin\varphi\cos(2\alpha-i+\varphi)]^2} \\
\text{Charge:} \\
p=\Delta y'\cos i=C\cos\varphi\dfrac{\cos(2\alpha+\varphi)}{\sin i-\sin\varphi\cos(2\alpha-i+\varphi)} \\
\text{Poussée oblique (conjuguée de } p\text{):} \\
r=p\dfrac{\cos(2\alpha-2i+\varphi)}{\cos(2\alpha+\varphi)}=C\cos\varphi\dfrac{\cos(2\alpha-2i+\varphi)}{\sin i-\sin\varphi\cos(2\alpha-i+\varphi)} \\
\text{Composantes normale et tangentielle de la contrainte conjuguée à l'élément de cycloïde, et obliquité de celle-ci:} \\
n=p\dfrac{\cos(2\alpha-i+\varphi)-\sin i\sin\varphi}{\cos(2\alpha+\varphi)} \\
\qquad=C\cos\varphi\dfrac{\cos(2\alpha-i+\varphi)-\sin i\sin\varphi}{\sin i-\sin\varphi\cos(2\alpha-i+\varphi)} \\
t=p\dfrac{\cos\varphi\sin i}{\cos(2\alpha+\varphi)}=C\cos^2\varphi\dfrac{\sin i}{\sin i-\sin\varphi\cos(2\alpha-i+\varphi)} \\
\operatorname{tg}\theta=\dfrac{t}{n}=\dfrac{\cos\varphi\sin i}{\cos(2\alpha-i+\varphi)-\sin i\sin\varphi}
\end{cases}$$

Il convient d'ailleurs, comme dans le cas plus général décrit au paragraphe précédent, de ne retenir, comme répondant réellement aux données du problème, que l'arc $O\,c$ de chaque cycloïde où la rupture s'effectue sous des efforts de compression, à l'exclusion de tout effort d'extension. Cet arc $O\,c$ est compris entre le pied O du talus et le point c correspondant, sur la figure 18, à une charge p, ou $O\,F$, telle que P' (ou P si l'angle i — égal ici à j — est supérieur à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$) se confonde avec O. L'angle α et les coordonnées x' et y' offrent, en c, les valeurs suivantes:

(18)
$$\begin{cases}
\alpha_c=-\dfrac{\pi}{4}-\dfrac{\varphi}{2}+i \\
x'_c=\dfrac{2C\sin i\cos\varphi}{\Delta\sin(i-\varphi)}\left[\dfrac{\cos\varphi}{\sin i\,(1-\sin\varphi)}+\dfrac{\arccos\dfrac{\sin^2 i-\sin\varphi}{\sin i\,(1-\sin\varphi)}}{\sqrt{\sin(i-\varphi)\sin(i+\varphi)}}\right] \\
y'_c=\dfrac{2C}{\Delta}\operatorname{tg}\left(\dfrac{\pi}{4}+\dfrac{\varphi}{2}\right)
\end{cases}$$

L'ordonnée verticale de c se trouve égale à la *profondeur maxima de fissuration verticale*, c'est-à-dire à la profondeur jusqu'à laquelle les terres sont exposées à se fissurer par le jeu des alternatives de sécheresse et d'humidité, et qui est naturellement égale à la hauteur dangereuse d'un talus vertical calculée au paragraphe 6.

Au moment du glissement en c, la poussée en ce point est nulle, la matière n'y subissant qu'une compression simple orientée verticalement.

Lorsque la rupture atteint le pied O du talus, c'est encore sous l'effet d'une compression simple qu'elle s'effectue; mais, alors, c'est la charge qui se trouve nulle; on a de nouveau affaire, dans la figure 18, à une circonférence de Mohr passant par l'origine, mais il s'agira cette fois, dans tous les cas, de la circonférence de diamètre PQ relative à l'état d'équilibre supérieur.

Autour de tous les autres points de l'arc Oc, les contraintes sont des compressions.

Lorsque l'inclinaison $i=j$ du talus est supérieure à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$, le glissement ne peut s'effectuer suivant un élément quelconque de l'arc Oc que pour l'état d'équilibre limite supérieur de la matière, c'est-à-dire par voie d'augmentation de la poussée; l'arc de cycloïde offre alors la disposition indiquée par la figure 23.

Lorsque l'inclinaison du talus, tout en restant supérieure à φ par hypothèse, est inférieure à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$, il convient de distinguer sur l'arc retenu Oc les deux parties Ob et bc, séparées par le sommet b de la cycloïde, lequel occupe, dans ce cas, une position intermédiaire entre O et c caractérisée par les égalités ci-après:

$$(19)\quad \begin{cases} \alpha_b = 0 \\ x'_b = \dfrac{C}{\Delta \sin(i-\varphi)}\left[1+\dfrac{\sin(i+\varphi)}{\cos i}+\dfrac{\sin i \cos\varphi \arccos\left(-\dfrac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} i}\right)}{\sqrt{\sin(i-\varphi)\sin(i+\varphi)}}\right] \\ y'_b = \dfrac{C}{\Delta}\dfrac{\cos\varphi}{\cos i \sin(i-\varphi)} \end{cases}$$

Au moment du glissement en ce point b, les cinq points R', M_2, F, M_1, et R de la figure 18 se trouvent confondus avec l'intersection de $O\,F$ avec la droite de Coulomb $V\,S$, et les deux circonférences de Mohr se confondent également.

On constate ainsi que, seul, le glissement de la partie inférieure $b\,O$ continue de correspondre à l'état d'équilibre limite supérieur de la matière, tandis que le glissement de la partie supérieure $c\,b$ s'effectue pour l'état d'équilibre limite inférieur. La valeur critique de la poussée correspondant au point de passage b a d'ailleurs pour valeur:

$$r_b = C\frac{\cos(2i-\varphi)}{\cos\varphi}$$

Notons, en passant, que la ligne droite menée par b parallèlement au talus, étant l'enveloppe des cycloïdes obtenues par l'intégration des équations définissant les courbes de glissement, constitue elle-même une solution singulière des mêmes équations.

Cette ligne droite définit aussi l'épaisseur *maxima* d'un talus d'inclinaison i supérieure à φ, à l'intérieur de laquelle l'équilibre de Rankine puisse exister. Pour une profondeur y' supérieure à y'_b, l'inclinaison sur l'horizontale d'un élément plan soumis à une contrainte verticale ne peut excéder un maximum ζ, inférieur à i, donné par la formule:

$$y' = \frac{C}{\Delta} \frac{\cos \varphi}{\cos \zeta \sin (\zeta - \varphi)}$$

Nous avons pu déterminer les équations générales des lignes de charge curvilignes qui offriraient théoriquement, en chacun de leurs points, cette inclinaison ζ sur l'horizontale; elles s'écrivent comme il suit:

$$\begin{cases} x = \dfrac{C}{\Delta} \dfrac{\cos \varphi}{\sin (i - \varphi)} \begin{Bmatrix} \operatorname{cotg} (\zeta - \varphi) \\ -(\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} i) L_{Nép} \cos \zeta \\ -[\operatorname{cotg} (i - \varphi) - \operatorname{tg} \varphi] L_{Nép} \sin (\zeta - \varphi) \\ -[\operatorname{tg} i - \operatorname{cotg} (i - \varphi)] L_{Nép} \sin (i - \zeta) \end{Bmatrix} + C'' \\ y = \dfrac{C}{\Delta} \dfrac{\cos \varphi}{\cos \zeta \sin (\zeta - \varphi)}. \end{cases}$$

Nous avons donné à ces courbes le nom de "lignes holobares".[8] Les fig. 24 et 25 ci-après en donnent un tracé exact, calculé à titre d'exemple pour une matière d'angle de frottement interne $\varphi = 10°$ employée soit sous un talus à 3 de base pour 2 de hauteur, soit sous un talus à 4 de base pour 1 de hauteur, avec la hauteur limite que nous déterminerons plus loin. Elles permettent de caractériser comme il suit le réseau de lignes de charge d'un massif en équilibre:

Entre la surface libre du talus et le plan parallèle situé à la profondeur y'_b, rien n'empêche d'admettre que certains éléments des surfaces de charge — ou même la totalité de celles-ci — soient orientés parallèlement à la surface libre. En particulier, il doit en être ainsi pour toutes les régions susceptibles d'être crevassées par les alternatives de sécheresse et d'humidité; la zone supérieure des talus, notamment, répond de façon certaine à cette condition jusqu'à la profondeur limite de fissuration, égale, comme nous l'avons vu, à la quantité H_o calculée au § 6; quant aux zones moyenne et basse des mêmes talus, on peut encore affirmer de façon certaine ledit parallélisme pour les couches superficielles, dont les éléments parallèles à la surface libre sont conjugués de la verticale aussi bien que de toute autre direction, l'ellipse directrice des actions moléculaires s'y réduisant à une droite orientée suivant ladite surface libre.

Au-dessous de la profondeur y'_b, les surfaces de charge offrent nécessairement, en chacun de leurs points, une inclinaison inférieure à celle de la surface holobare passant par ce point; sous cette réserve, et à la condition naturellement de se succéder avec une continuité convenable, elles peuvent être tracées "ad libitum."

10 LOI DES HAUTEURS DANGEREUSES DES TALUS POUR L'ÉTAT D'ÉQUILIBRE DE RANKINE

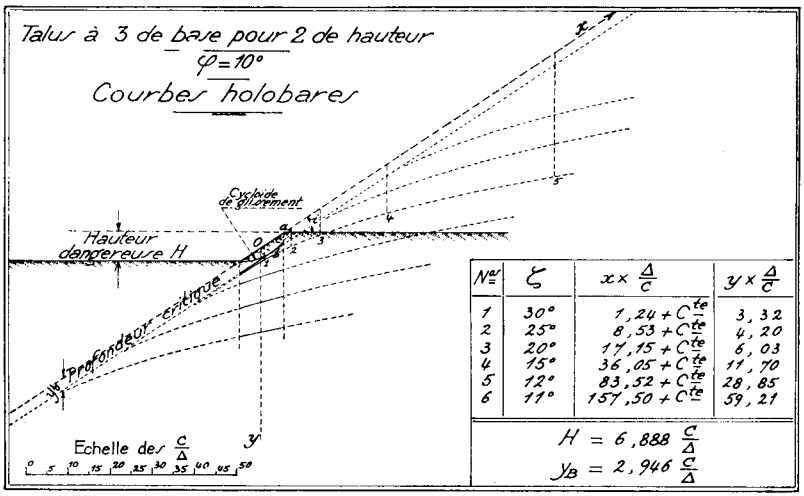
Considérons un massif dont le mode de constitution ne soit pas incompatible, à priori, avec l'existence de l'état d'équilibre de Rankine

[8] —ὁλος, *complet*, βαρος, *charge*.

dans la zone avoisinant les éléments successifs de sa courbe de ligssement éventuelle.

1. Cas des Matières Incapables de Résister aux Efforts d'Extension.

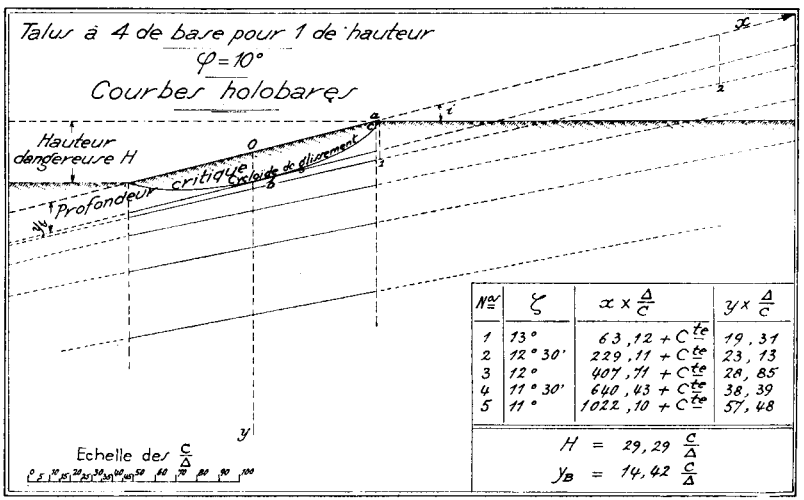
Pour vérifier la stabilité d'un talus $O\,A$ (fig. 26) constitué par une matière incapable de résister aux efforts d'extension — telle que le



N°	ζ	$x \times \frac{\Delta}{C}$	$y \times \frac{\Delta}{C}$
1	30°	$1,24 + C^{te}$	3,32
2	25°	$8,53 + C^{te}$	4,20
3	20°	$17,15 + C^{te}$	6,03
4	15°	$36,05 + C^{te}$	11,70
5	12°	$83,52 + C^{te}$	28,85
6	11°	$157,50 + C^{te}$	59,21

$$H = 6,888\ \frac{C}{\Delta}$$
$$y_B = 2,946\ \frac{C}{\Delta}$$

Fig. 24



N°	ζ	$x \times \frac{\Delta}{C}$	$y \times \frac{\Delta}{C}$
1	13°	$63,12 + C^{te}$	19,31
2	12° 30′	$229,11 + C^{te}$	23,13
3	12°	$407,71 + C^{te}$	28,85
4	11° 30′	$640,43 + C^{te}$	38,39
5	11°	$1022,10 + C^{te}$	57,48

$$H = 29,29\ \frac{C}{\Delta}$$
$$y_B = 14,42\ \frac{C}{\Delta}$$

Fig. 25

sont les terres ordinaires —, il conviendra, d'après ce qui précède, de tracer deux cycloïdes de glissement répondant aux équations du paragraphe 9: savoir l'une G_1 ascendante à partir du pied O du talus, et l'autre G_2 descendante à partir du point c situé au droit du sommet A à la profondeur maxima de fissuration verticale $\frac{2C}{\Delta}\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$.

Reportons-nous à la valeur de x'_c fournie par les équations (18); et supposons en premier lieu qu'on ait affaire à un talus de hauteur inférieure à $x'_c \sin i$. Alors il est impossible, faute de place, de tracer intérieurement à ce talus, entre les verticales de son pied et de sa crête, une courbe de glissement unique et continue. Ainsi le glissement, même s'il préludait soit en $c\ P$ soit en $O\ P$, ne saurait se prolonger au-delà sans subir une brusque déviation angulaire. *Ces déviations n'ont rien d'impossible*, et nous en avons calculé l'amplitude maxima dans une théorie qui sortirait des limites, forcément un peu restreintes, de la présente étude; mais nous n'en ferons pas état ici, parce que leur prise en considération reste sans influence sur le calcul des talus d'inclinaison i comprise entre $\frac{\pi}{2}$ et $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ ainsi que de ceux où cette inclinaison i est voisine de φ; et que, pour toutes les valeurs

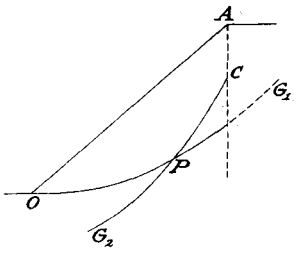


Fig. 26

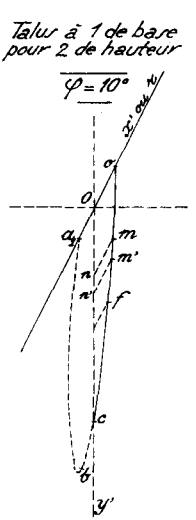


Fig. 27

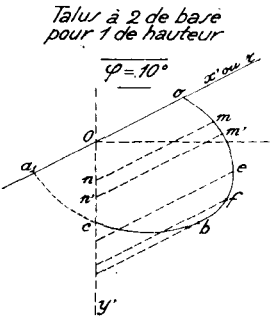


Fig. 28

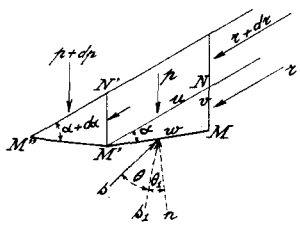


Fig. 29

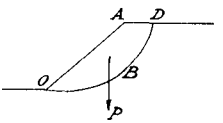


Fig. 30

de i intermédiaires entre $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ et φ, l'erreur commise en les négligeant peut être acceptée, semble-t-il, en compensation du caractère passablement sévère que présente l'introduction systématique de l'état d'équilibre de Rankine comme base des calculs.

Nous admettrons donc, dans ce qui va suivre, qu'un glissement généralisé du talus ne pourra se produire que si celui-ci atteint ou dépasse la hauteur suivante:

$$H = x_c' \sin i = \frac{2C}{\Delta} \frac{\sin^2 i \cos \varphi}{\sin (i-\varphi)} \left[\frac{\cos \varphi}{\sin i\ (1-\sin \varphi)} + \frac{\arccos \dfrac{\sin^2 i - \sin \varphi}{\sin i\ (1-\sin \varphi)}}{\sqrt{\sin (i-\varphi) \sin (i+\varphi)}} \right] \tag{20}$$

Nous allons montrer, à présent, que cette condition de hauteur minima du talus est non seulement *approximativement nécessaire*, mais aussi, en tous cas, *suffisante* pour entraîner l'effondrement de celui-ci, du moment, nous le répétons, que l'état d'équilibre de Rankine est supposé pouvoir exister au voisinage des éléments successifs de la surface de glissement.

On constatera, tout d'abord, qu'il en est bien ainsi en ce qui concerne les talus verticaux, pour lesquels la formule (20) concorde exactement avec la formule (3).

Pour les talus d'inclinaison moindre, l'affaire mérite d'autant plus examen que nous n'avons encore, à aucun moment des calculs ci-dessus, écrit que le talus devait se rompre en principe sous la seule action de son poids. Nous avons admis qu'autour de chaque point de la cycloïde de glissement agissait non seulement le poids du prisme vertical correspondant à l'élément de surface considéré, mais aussi une poussée oblique élémentaire dont l'introduction pouvait paraître, a priori, tout à fait arbitraire, puisque ayant pour unique objet précisément de parfaire les conditions nécessaires à la rupture de proche en proche.

Cette poussée arbitraire r est donnée par la troisième des équations (17). Elle est nulle au point c de la cycloïde, et atteint en O la valeur $r_o = 2\ C \cos i\ \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$. Pour les talus d'inclinaison comprise entre $\frac{\pi}{2}$ et $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$, elle croît constamment de la première à la seconde de ces deux valeurs (fig. 27).

Pour les talus d'inclinaison comprise entre $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ et φ elle passe, au point e de la cycloïde caractérisé par la valeur $i-\varphi$ de l'angle α, par un maximum $r_e = C\frac{\cos\varphi}{\sin(i-\varphi)}$; de plus, au point b d'ordonnée maxima de la cycloïde, où a lieu le passage de l'état d'équilibre limite inférieur caractérisant l'arc $c\ b$ de la cycloïde à l'état d'équilibre supérieur caractérisant l'arc $c\ O$ de celle-ci, elle a pour valeur $r_b = C\frac{\cos(2i-\varphi)}{\sin(i-\varphi)}$.

Sa courbe représentative revêt alors l'allure indiquée par la fig. 28.

(Sur ces deux figures 27 et 28, les portions de courbes tracées en pointillé correspondent aux branches virtuelles des cycloïdes, qui seraient le siège théoriquement d'efforts d'extension si la matière constitutive du massif pouvait supporter celles-ci.)

On remarquera que les courbes dont il s'agit ont pour aire la valeur de la poussée horizontale totale $R\cos i = \int r\cos i\, dy$ dont l'adjonction serait nécessaire pour mettre *simultanément* l'ensemble de la cycloïde en état d'équilibre strict.

On constate, sous le bénéfice de ces observations:

(*a*) Que le point c de la cycloïde de glissement, situé sur la verticale de la crête du talus, est en état d'équilibre strict sous le seul effet de la charge verticale, sans qu'il y ait lieu d'adjoindre à celle-ci aucune poussée r.

(*b*) Que, pour les talus d'inclinaison i inférieure à $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$, le glissement le long de l'arc $c\ b$ de la cycloïde, loin de se trouver suspendu si les poussées r afférentes à chacun de ses points se trouvent inférieures aux chiffres donnés par la figure 28, ne fera que se trouver facilité et accéléré, puisque les ruptures doivent s'y effectuer dans l'état d'équilibre inférieur du massif, c'est-à-dire précisément par insuffisance de la poussée.

(*c*) Que, pour le point b de la cycloïde présentant l'ordonnée maxima, en ce qui concerne ces mêmes talus, le glissement doit s'effectuer aussi bien si la poussée excède la valeur r_b (fixée par la fig. 28) que si elle se trouve inférieure à cette valeur, celle-ci étant calculée en l'espèce, non pour donner lieu au glissement, mais au contraire pour maintenir strictement l'équilibre, ce qu'elle est seule à pouvoir réaliser.

(*d*) Qu'il reste dès lors uniquement à vérifier si la rupture — amorcée en tout état de cause, soit, dans le premier cas, suivant le premier élément infiniment petit situé en c de la cycloïde de glissement, soit, dans le second cas, suivant l'arc $c\ b$ de la cycloide et au-delà même de b — se propagera ou non jusqu'à la surface libre du talus dans la région inférieure de celui-ci.

Cette propagation ne pouvant plus s'effectuer que pour l'état d'équilibre limite supérieur de la matière, l'introduction de poussées complémentaires sera indispensable pour la provoquer efficacement.

Nous allons montrer que la rupture même de la matière donnera précisément toujours lieu en l'espèce, du moment qu'elle se sera accompagnée d'un affaiblissement perceptible de la cohésion unissant les deux faces du glissement, à des poussées complémentaires d'un ordre de grandeur plus que suffisant pour cette propagation.

Soit en effet $M\ M'$ (fig. 29) le dernier élément infiniment petit de la cycloïde atteint par le glissement; considérons le triangle $M'\ M\ N$ ayant pour côtés, outre $M\ M'$, la ligne de charge $M'\ N$ et la verticale $M\ N$; et désignons par w, u, et v les longueurs respectives de ces trois côtés. Avant la rupture suivant $M\ M'$, les efforts élastiques appliqués sur les trois faces du prisme triangulaire ayant pour section droite $M\ M'\ N$ et dont les génératrices ont pour longueur l'unité avaient pour valeurs respectives:

$p\ u$, effort vertical appliqué sur $M'\ N$,

$r\ v$, effort parallèle à $M'\ N$ appliqué sur $M\ N$,

$s\ w$, effort de rupture appliqué sur $M\ M'$ et faisant avec la normale n à $M\ M'$ un angle Θ.

Les quantités p, r, s (cette dernière ayant les composantes normale et tangentielle désignées plus haut par n et t) et Θ sont données par les formules (17), dont la dernière montre que Θ est toujours supérieur à φ.

Après la rupture (qu'une majoration infiniment petite de la contrainte efficiente s ou de son angle d'attaque Θ aura suffi à provoquer), la contrainte s'exerçant sur l'élément $M\ M'$ ne pourra plus, puisque il y a affaiblissement de la cohésion suivant cet élément, conserver sa grandeur et sa ligne d'action antérieures, elle se trouvera ainsi remplacée par une autre action élémentaire s_1 de longueur inférieure à s et inclinée par rapport à la normale à $M\ M'$ d'un angle Θ_1 inférieur à Θ.

Insistons sur ce fait que les différences $s - s_1$ et $\Theta - \Theta_1$ sont en pareille matière des quantités *finies*, quelle que soit la faculté que puisse posséder le matériau envisagé de se ressouder partiellement à lui-même au fur et à mesure des glissements, du moment que l'affaiblissement de résistance qu'il subit offre intrinsèquement une valeur *finie*.

Dans ces conditions, la poussée r, qui se trouvait initialement tout juste suffisante, aux infiniment petits près, pour donner lieu à la rupture suivant $M\,M'$, offrira aussitôt après ladite rupture une valeur surabondante. Si l'on désigne par r' la valeur réduite qui donnerait lieu au strict maintien de l'équilibre statique du triangle $M\,M'N$ après cette rupture, la différence $r - r'$ se trouvera disponible, et donnera lieu à une force élastique $(r - r')\,v$ qui viendra s'ajouter à celles agissant sur la verticale de M'. De deux choses l'une: ou bien cette force élastique sera supposée concentrée sur le seul élément $M'N'$, et alors elle suffira forcément, étant donné le caractère *fini* de son terme $r - r'$, à surmonter les différences infiniment petites existant entre l'équilibre du prisme $M\,M'N$ et celui du prisme $M'M''N'$;— ou bien ladite force élastique sera supposée répartie sur la longueur y' de la verticale de M' jusqu'à la surface libre, et alors la répartition, effectuée suivant la règle habituelle du triangle, se traduira par l'application sur $M'N'$ d'une poussée supplémentaire $4\,(r - r')\,\frac{v}{y'}$, ou $4\,(r - r')\,\frac{dy'}{y'}$ qui, s'ajoutant à la poussée (infiniment voisine de r) qui préexistait en $M'N'$, suffira encore à entraîner, là aussi, par un processus qui pourrait faire l'objet de calculs analogues à ceux du paragraphe 6, la rupture de l'élément $M'M''$.

Bref, le cisaillement $M'M''$ se trouvera bien suivre inéluctablement le cisaillement $M\,M'$, et rien ne devra faire obstacle à sa propagation jusqu'à la surface libre, donnant lieu à l'effondrement total du talus suivant $a\ c\ o$.

La même conclusion, présentée par nous incidemment, et sous une forme moins développée, au 1er Congrès des Grands Barrages à propos d'une autre question, s'était heurtée à une objection de M. Terzaghi, reposant — ainsi d'ailleurs que les méthodes de calcul des talus préconisées par M. Fellenius et auxquelles il s'était rallié — sur la confrontation du poids P de la portion $O\,B\,D\,A$ du massif en danger d'effondrement (fig. 30) avec les forces de frottement et de cohésion susceptibles d'être opposées par la matière suivant $O\,B\,D$ au cisaillement dont elle est menacée: d'après ces savants le glissement ne saurait se produire que si le poids l'emporte sur ces résistances cumulées. Ce serait exact si la répartition des efforts le long de $O\,B\,D$ était telle, que la capacité de résistance de la matière s'y trouvât partout atteinte uniformément: or, il n'en est rien; la capacité de résistance de la surface $O\,B\,D$, en réalité, n'est pas plus complètement utilisée que ne l'est, par exemple, la capacité de résistance à la compression de la section droite d'une pièce prismatique soumise à des charges longitudinales ayant leur résultante excentrée. De tels raisonnements peuvent entraîner aisément des erreurs du simple au double; et l'on peut constater immédiatement leur défaillance, notamment, dans le problème particulièrement simple offert par la recherche de la hauteur dangereuse des parois verticales, étudié au paragraphe 6 ci-dessus.

M. Terzaghi avait avancé aussi, lors de la discussion dont il s'agit, que la rupture cycloïdale n'avait plus de raisons d'exister lorsqu'on avait affaire à une terre se ressoudant à elle-même de manière à ne présenter, par exemple, à la suite de son cisaillement, qu'une perte de résistance de 20%. Nous pensons que les calculs présentés plus haut doivent entraîner une conviction contraire. Même au cours du mouvement, lorsque toute la masse *OBDA* glisse, la résistance rémanente conservée par la matière le long de *OBD* ne saurait être considérée comme uniformément utilisée. A la partie supérieure de la cycloïde de la figure 19, notamment, le glissement doit se trouver combiné, dès le début, avec un décollement total ou partiel dû au-dessus de c aux fissures d'extension et au-dessous de c à la valeur relativement faible des rayons de courbure de la cycloïde: ainsi, pour cette région, ce n'est pas à un taux de 20% que doit être chiffrée la perte de résistance de la terre, mais bien à un taux qui peut atteindre 100%.

Cette distribution des pertes de résistance paraît, en fait, varier dans des limites étendues au fur et à mesure de la progression de l'éboulement. On verra, au début, la partie supérieure de la masse vouée au glissement subir des affaissements déjà importants tandis que la partie inférieure ne subit encore qu'un gonflement, puis la partie supérieure ralentira ses déplacements tandis que la partie inférieure se mettra en mouvement à son tour, et ainsi de suite avec des alternatives d'accélération et de ralentissement portant inégalement sur les différentes régions atteintes par le mal. A titre d'exemple, nous reproduisons ci-après (fig. 31) les déplacements horizontaux observés à mi-hauteur du talus amont de la digue du réservoir de Charmes lors du glissement subi par celui-ci en 1909, glissement qui n'a pas duré moins de 53 jours et a comporté, pour ne considérer que les seuls déplacements quotidiens, 13 maxima séparés par 12 minima.

Signalons enfin qu'il existe, en dehors du cas des talus verticaux déjà examiné, un autre cas particulier où le glissement cycloïdal du talus peut s'effectuer d'un seul bloc, sous le régime de l'état d'équilibre de Rankine, sans l'adjonction d'aucune poussée complémentaire appréciable. C'est celui offert par les talus d'inclinaison i infiniment voisine de φ. Nous avons pu démontrer le fait en intégrant (ce qui est facile, et a le seul inconvénient de donner lieu à des formules un peu longues):

(a) la poussée oblique totale $R = \int_0^{y'_c} r\, dy'$ (correspondant, à un facteur constant près, ainsi qu'il a été indiqué plus haut, à l'aire de la courbe de r donnée par la figure 27 ou 28) dont l'adjonction serait nécessaire pour mettre simultanément l'ensemble de la cycloïde en état d'équilibre strict.

(b) le poids $P = \int_0^{x'_c} \Delta y' \cos i\, dx'$ du volume $O\ b\ c\ a$ susceptible de glissement dans la figure 19,

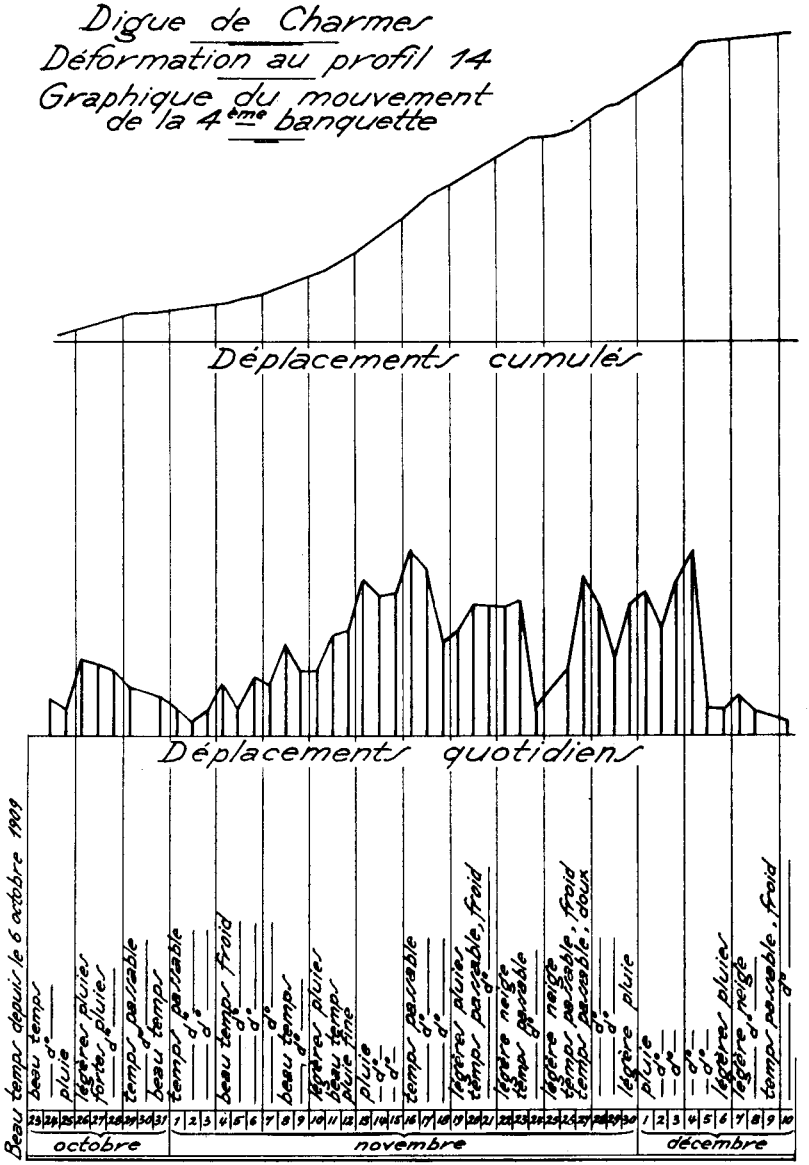


Fig. 31

et en montrant que leurs parties principales pour la valeur de l'inclinaison $i = \varphi + \epsilon$ infiniment voisine de φ ont pour expressions:

$$P = \frac{3\pi C^2}{4\Delta} \cos\varphi \sqrt{\sin 2\varphi} \frac{1}{\epsilon^{5/2}}$$

$$R = \frac{\pi C^2}{2\Delta} \sqrt{\sin 2\varphi} \frac{1}{\epsilon^{3/2}}$$

D'où l'on déduit, en valeur principale:

$$\frac{R}{P}=\frac{2\epsilon}{3\cos\varphi}$$

ce qui démontre bien que les corrections de poussée sont négligeables par rapport au poids de la masse glissante, la résultante dudit poids et de ces poussées étant elle-même infiniment voisine de la verticale.

La figure 32 ci-après représente, à titre d'exemple, le tracé de la cycloïde correspondant au cas particulier $\varphi=10°$, $i=10°10'$, et les forces P et R calculées comme il vient d'être expliqué.

2. *Cas des matières capables de résister aux efforts d'extension.*

Pour les substances capables de résister aux efforts d'extension suivant la même loi (loi de Coulomb) qu'aux efforts de compression, il n'y a plus lieu d'éliminer à priori comme irréalisable la branche ca_1 de la cycloïde, et l'on pourrait être tenté, si on appliquait sans discernement un raisonnement imité de celui servant de base au premier cas, de leur attribuer une hauteur dangereuse fixée d'après la cote de a_1 au-dessus de l'horizontale de O, ce qui conduirait à la formule suivante:

$$H'=\frac{2C}{\Delta}\frac{\sin i}{\sin(i-\varphi)}\left[1+\frac{\sin i\ \cos\ \text{arc}\ \cos\left(-\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} i}\right)}{\sqrt{\sin(i-\varphi)\sin(i+\varphi)}}\right]$$

Mais une telle conception doit être rejetée.

Tout d'abord, la formule envisagée ne saurait, en aucun cas, être appliquée aux talus d'inclinaison i supérieure à $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$, parce que la partie supérieure de la cycloïde se trouverait alors sortir des limites verticales du talus (fig. 33), mettant en défaut l'hypothèse du parallélisme des éléments de lignes de charge à la surface libre sur laquelle avait été basé tout le calcul. En particulier, son inexactitude est flagrante dans le cas des parois verticales, où elle conduirait à des valeurs de la hauteur dangereuse plus que doubles de celles exactement calculées au § 6.

De plus, et ce pour les talus d'inclinaison inférieure aussi bien que supérieure à $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$, une autre combinaison de courbes peut être envisagée. En effet on peut démontrer que, pour un massif à surface libre horizontale constitué par une matière résistant à l'extension suivant la loi de Coulomb, les courbes de glissement par extension se réduisent à une série de lignes droites inclinées de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale (fig. 34). Dans ces conditions, le talus Oa de la figure 19 n'est pas exempt de risque de glissement, même pour les matières tenaces, puisqu'on peut tracer entre son pied O et la plateforme horizontale supérieure du massif une courbe de glissement constituée:

(*a*) Par la cycloïde entre les points O et c.

(*b*) Par une ligne droite $c\ h$, inclinée de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale, prolongeant ladite cycloïde jusqu'à la plateforme supérieure (fig. 35). Cette courbe composée, qui ne comporte aucune discontinuité de

premier ordre puisque la tangente en c à la cycloïde est elle-même inclinée, comme $c\,h$, de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale, et dont la discontinuité de second ordre, consistant en une variation brusque de courbure en c, est parfaitement explicable par la discontinuité de la surface libre $h\,a\,O$ en a, constitue une solution encore très plausible du problème.

En résumé, dès qu'il y a possibilité de propagation de la rupture sous l'état d'équilibre de Rankine, la formule (20) des hauteurs dangereuses se trouve applicable aux matières capables de résister aux efforts d'extension aussi bien qu'aux matières dénuées de résistance à l'extension.

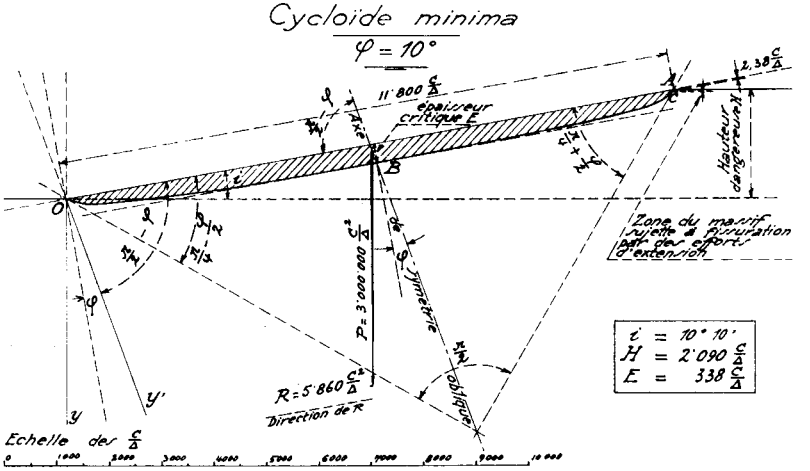


Fig. 32

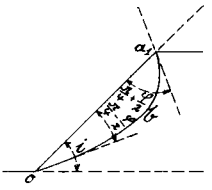


Fig. 33

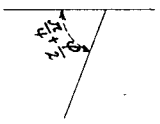


Fig. 34

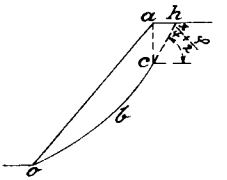


Fig. 35

Cela est rigoureusement exact, notamment, dans les deux cas extrêmes $i=\frac{\pi}{2}$ et $i=\varphi$. La démonstration en a été donnée pour $i=\frac{\pi}{2}$ au § 6. Pour $i=\varphi$, elle se déduit de cette constatation, facile à vérifier, que le rapport des longueurs $a\,a_1$ et Oa devient infiniment petit quand i tend vers φ.

Nous préparons un album général donnant exactement, pour un grand nombre de valeurs de i et de φ, le tracé des cycloïdes envisagées, ainsi que les valeurs des contraintes caractéristiques existant en leurs différents points au moment de la rupture. Son examen illustrera, pour les ingénieurs s'intéressant à la question, les renseignements donnés ci-dessus.

Quant à la loi des hauteurs dangereuses, donnée par la formule (20), elle est traduite, sur la figure 36 ci-après, par des courbes en trait plein constituant le lieu géométrique, pour différentes valeurs de φ, des crêtes des talus ayant leur pied en O et se trouvant en état d'équilibre strict sous le régime de l'état d'équilibre de Rankine. Ces courbes ont une ordonnée à l'origine égale à $\frac{2C}{\Delta} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ et leur tangente au même point est inclinée de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale; elles s'incurvent ensuite suivant une direction à l'infini inclinée de φ sur l'horizontale.

11. LOI DES HAUTEURS DANGEREUSES DES TALUS POUR LES ÉTATS D'ÉQUILIBRE AUTRES QUE CELUI DE RANKINE

Pour les massifs soumis à un régime d'équilibre différent de celui de Rankine, le cas le plus favorable à la stabilité, qui puisse être envisagé avec des modalités de calcul abordables, paraît être celui qui correspond à l'introduction d'un angle constant, offrant les valeurs données par l'équation (15), puisque c'est dans ce cas qu'on a affaire à la cycloïde offrant les dimensions maxima susceptibles d'être prises en considération.

On peut être ainsi tenté d'adopter, comme valeur la plus optimiste des hauteurs dangereuses d'un talus plan d'inclinaison i, le produit par sin i de la quantité x_A figurant à l'équation (14) (ou encore de la quantité l_0 figurant à l'équation (13) puisque la valeur numérique de j donnée par l'équation (15) est précisément déterminée en vue de donner à x_A et à l_0 des valeurs égales). On aurait ainsi:

$$H' = \frac{2C}{\Delta} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos j \sin i}{\sin (i-j)} \tag{21}$$

j étant calculé, nous le répétons, au moyen de l'équation (15).

Cette formule peut mériter considération pour les talus offrant des inclinaisons suffisamment faibles; mais il convient de la prohiber pour les valeurs de i avoisinant $\frac{\pi}{2}$, c'est-à-dire pour les parois voisines de la verticale. On reconnaît, à ce sujet, que la valeur principale de l'angle j déduit de l'équation (15), pour une valeur de i différant de $\frac{\pi}{2}$ d'une quantité infiniment petite ϵ, est égale à $\frac{\pi}{2}-2\epsilon$; si l'on introduisait cette valeur dans la formule (21), on trouverait pour la hauteur dangereuse d'une paroi verticale, l'expression:

$$H' = \frac{4C}{\Delta} tg\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$$

qui représente *le double* de la véritable hauteur dangereuse, directement calculée au § 6.

Effectivement, on remarque, quand on trace les cycloïdes maxima données par les équations conjuguées (10) et (15), que la longueur $C\,A$ de la figure 19 excède notablement, pour les talus de forte inclinaison, la profondeur maxima réelle H_o de fissuration des massifs. Le rapport

des deux longueurs est égal à $\frac{\cos j}{\cos i}$; c'est la présence, dans les formules (10), de ce coefficient qui se trouve introduire dans l'affaire un élément perturbateur en plaçant le point C de la cycloïde hors de la zone où il devrait en toute rigueur se trouver. Heureusement, dès que l'inclinaison du talus descend aux environs de la valeur $i=\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$, ce rapport, qui atteignait pour $i=\frac{\pi}{2}$ la valeur 2, se rapproche de la valeur 1, 2, et tend bientôt vers l'unité quand l'inclinaison s'adoucit en tendant vers φ. Il en résulte que la prise en consideration d'états d'équilibre différents de celui de Rankine, nettement controuvée pour les glissements des talus de forte inclinaison, peut au contraire mériter raisonnablement d'être retenue pour les talus d'inclinaison comprise entre $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ environ et φ.

On trouvera tracées en pointillé sur la fig. 36 les courbes résultant de l'application de la formule (21) à ces derniers talus. Quant aux talus de forte inclinaison, on a admis — et ce encore avec une erreur par excès — que la partie les concernant desdites courbes devait être remplacée par la tangente au point situé sur la verticale de O des courbes afférentes à l'état d'équilibre de Rankine. Les ordonnées des points de cette tangente sont données par l'équation

$$H''=\frac{2C}{\Delta}\frac{\sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\sin i}{\sin\left(i-\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}=\frac{2C}{\Delta}\frac{\cos\varphi\sin i}{\sin i-\cos(i-\varphi)} \tag{22}$$

Pour en revenir à la formule (21), il est intéressant de noter qu'elle donne, au voisinage de l'autre limite $i=\varphi$, des valeurs de la hauteur dangereuse dont le terme infini d'ordre supérieur offre la même valeur principale que celui correspondant à la formule (20). On reconnaît en effet, au moyen de l'équation (15), que, pour un talus offrant une inclinaison $i=\varphi+\epsilon$ infiniment peu différente de φ, la différence $i-j$ est un infiniment petit d'ordre supérieur à ϵ, donné en l'espèce par la relation:

$$i-j=\frac{2\,(1+\sin\varphi)}{\pi\sqrt{\sin 2\varphi}}\,\epsilon^{3/2}$$

de sorte que la hauteur H' prend alors pour valeur principale, absolument comme la hauteur H de la formule 20:

$$H'=\frac{C}{\Delta}\frac{\pi\sin\varphi\sqrt{\sin 2\varphi}}{\epsilon^{3/2}}$$

Par exemple, dans le cas particulier $\varphi=10°$, $i=10°\ 10'$ qui faisait l'objet, dans l'état d'équilibre de Rankine, de la "cycloïde minima" représentée par la figure 32 et correspondant à une hauteur dangereuse $H=2090\,\frac{C}{\Delta}$, la "cycloïde maxima" obtenue pour la valeur de j donnée

par l'équation (15) ne donne lieu qu'à une hauteur dangereuse $H'=2270\,\frac{C}{\Delta}$ différant de 8,6% seulement de la précédente.

L'identité des valeurs principales ainsi constatées dans le cas $i=\varphi+\epsilon$ confirme à nouveau le bien-fondé de la loi des hauteurs dangereuses donnée par la formule 20, non seulement dans le cas limite $i=\frac{\pi}{2}$, mais encore dans l'autre cas limite $i=\varphi$. [9]

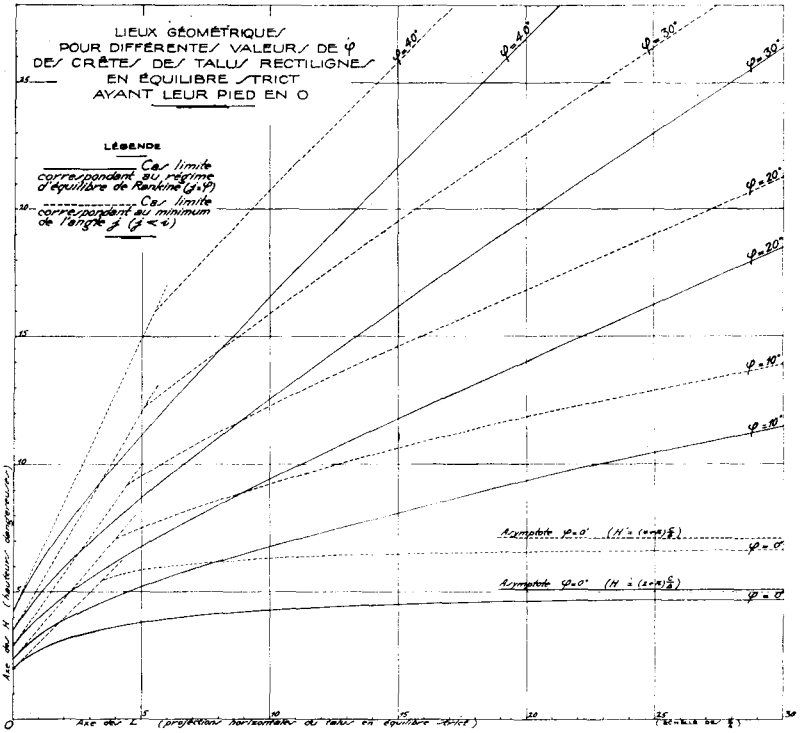


Fig. 36

En résumé, il est démontré:

1° Que les massifs dont la rupture est supposée se propager sous le régime de l'état d'équilibre de Rankine répondent à la loi de hauteur

[9] *Exception doit être faite pour le cas limite des matières d'angle de frottement interne nul ($\varphi=0$), où les termes infiniment grands des valeurs principales dont il s'agit s'évanouissent. La formule (20) prend, dans ce cas, la forme simplifiée:*

$$H=\frac{C}{\Delta}(2+\pi-2i)$$

soit, pour $i=0$,

$$H=\frac{C}{\Delta}(2+\pi)$$

tandis que l'ensemble des formules (15) et (21) donne, dans le cas $\varphi=0$, *pour* i *et* j *infiniment petits:*

$$j=\frac{2+\pi}{4+\pi}i$$

$$H'=\frac{C}{\Delta}(4+\pi).$$

dangereuse donnée par la formule (20) et inscrite en trait plein sur la figure 36 (ou même à une loi donnant, pour les valeurs de l'inclinaison i intermédiaires entre $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ et φ et suffisamment éloignées de celles-ci, des chiffres de hauteur dangereuse encore plus faibles, basés sur l'éventualité d'une déviation angulaire de la courbe de glissement pour une valeur de y quelque peu inférieure à la profondeur maxima).

2° Que les autres massifs peuvent offrir, en dehors des deux cas extrêmes $i=\frac{\pi}{2}$ et $i=\varphi$, une hauteur dangereuse plus considérable, limitée dans tous les cas à un maximum maximorum donné par la combinaison des formules (15), (21) et (22) et inscrit en trait pointillé sur la figure 36.

De façon générale, les premières courbes s'appliquent à des talus dont le glissement a préludé dans la région $c\ b$ de la cycloïde $O\ b\ c$ de la figure 19 et s'est propagé jusqu'en O; les secondes courbes s'appliquent à des talus dont le glissement a pu commencer en O aussi bien que dans la région $B\ C$ de la cycloïde $O\ B\ C$ de la même figure, et s'est étendu à l'ensemble de cette dernière cycloïde sans autre difficulté.

Pour les motifs déjà indiqués, nous pensons que les constructeurs prudents devront accorder à la formule (20) une préférence systématique, et se réserver même encore, dans ses applications, un certain coefficient de sécurité destiné à tenir compte des éléments qui n'ont pu figurer dans nos calculs. Citons notamment, comme l'un des plus importants de ceux-ci, les suppléments de poussée non négligeables susceptibles d'être exercés, à la partie supérieure des talus, par la pression hydrostatique des eaux de pluie pénétrant dans les fissures de retrait dues à une précédente période de sécheresse, et ce indépendamment même des ramollissements entraînés par leur absorption.

Chapitre II.—Actions Spéciales Provenant des Eaux Retenues

Sec. 12. Nous ne nous occuperons pas ici des effets de corrosion susceptibles d'être exercés par les vagues et courants d'eau du réservoir sur la surface du talus amont — qu'il y a lieu naturellement de protéger par un revêtement convenable — ni de ceux qui pourraient être produits à l'intérieur du barrage ou au niveau de sa fondation par des fuites localisées — imputables à des vices de construction que la technique moderne a aujourd'hui heureusement surmontés.

Restent à étudier les effets de la pression hydraulique d'amont, et de sa transmission à l'eau incluse dans les interstices capillaires du massif.

La recherche des lois physiques commandant l'infiltration de l'eau à travers les barrages en terre a fait l'objet d'une ample documentation lors du 1er Congrès des Grands Barrages, à l'ordre du jour duquel elle avait été inscrite. Leur influence sur la stabilité du *talus aval*, notamment, a été spécialement élucidée à cette occasion; et nous estimons qu'il y a lieu de retenir, pour être appliqué toutes les fois que le niveau de la nappe phréatique d'aval ne se trouve pas nettement inférieur à celui de pied du talus, le conseil donné par M. de Vos de placer un dispositif de drainage horizontal à la base dudit

talus aval, jusqu'à une profondeur suffisante pour éliminer toute influence de l'eau d'infiltration sur sa stabilité. M. de Vos a montré, par de nombreuses expériences poursuivies tant sur modèles réduits que sur des ouvrages existants des Indes Néerlandaises, que le régime d'écoulement régulier des eaux d'infiltration à travers les interstices capillaires existant au sein des barrages en terre se trouvait alors schématisé par la ligne d'infiltration et les lignes d'écoulement données par la figure 37 ci-après. Le régime régulier dont il s'agit doit s'entendre comme établi à la suite d'une longue période où le niveau de la retenue serait resté constamment fixé à son maximum; le nom de ligne d'infiltration désigne le lieu géométrique des points où la pression hydrostatique est nulle, et le nom de lignes d'écoulement le lieu des points soumis à une égale pression hydrostatique.

La stabilité du talus aval étant ainsi mise hors de cause, il reste à examiner les conditions de stabilité du *talus amont*. Cet examen requiert une attention extrême, étant donné le nombre inusité d'accidents qui se trouvent avoir frappé, dans les conditions souvent les plus inattendues, les talus amont de maints barrages, dont la réfection a exigé ensuite des travaux particulièrement onéreux.

Il est hors de doute, depuis de nombreuses années, que le talus amont des barrages en terre offre contre les glissements, *après* la mise en service de l'ouvrage, une résistance nettement moindre qu'*avant* cette mise en service. Il est avéré aussi que cet affaiblissement ne résulte aucunement, pour un barrage exécuté en terre corroyée suivant les procédés modernes, d'un ramollissement quelconque des corrois, tous les sondages effectués au début d'un glissement révélant au contraire, en pareil cas, le maintien des corrois en état parfait de compacité et de résistance physique apparente, exception faite pour une zone effritée particulièrement mince, constituant la zone des glissements, qui présente fort bien l'allure cycloïdale indiquée par nos formules et au-dessus comme au-dessous de laquelle les corrois ont conservé une apparence parfaitement saine. Expédié dans un laboratoire d'essais, un échantillon de ces terres fournira des chiffres de cohésion et d'angle de frottement interne impliquant une valeur de la hauteur dangereuse double ou triple de celle du talus envisagé. Comment concilier le fait brutal de l'accident survenu avec l'existence de constatations aussi rassurantes? Comment le concilier aussi avec l'appoint indéniable de stabilité résultant de l'application, sur la partie inférieure de la surface du talus, des pressions hydrauliques exercées par la retenue d'eau subsistant au moment de l'accident, et dont l'effet confortatif intrinsèque n'est pas douteux puisqu'elles ont une composante directement opposée au mouvement de la partie inférieure du talus, à l'égard duquel elles remplissent un rôle de butée que le calcul révèle comme devant être particulièrement énergique? [10]

Ainsi que nous l'avons indiqué dès 1914, la clef de l'énigme réside dans le décalage qui se produit, lors de la vidange du réservoir, entre

[10] *Par exemple, au réservoir de Charmes, cité plus haut, dont le barrage a une hauteur de 17 mètres, le glissement de talus de 1909 s'est produit alors que la retenue d'eau était à 6 m au-dessus du pied du talus. Celui-ci recevait ainsi, à ce moment, une pression hydraulique dont la composante horizontale, directement opposée au mouvement de la partie inférieure du talus, ne se chiffrait pas à moins de 18.000 kg par mètre courant.*

la régression des pressions hydrostatiques des eaux d'infiltration intérieures au barrage et la régression du plan d'eau du réservoir. Ce décalage, dû à la lenteur extrême avec laquelle se produit l'écoulement de l'eau dans les interstices capillaires des massifs argileux, est aujourd'hui un fait d'expérience bien constaté, que les belles recherches de M. de Vos ont complètement mis en lumière. M. de Vos a cité en particulier [11] une série d'observations faites sur le barrage en terre homogène de Tji Panoendjang, au sein duquel, après constatation, le 14 juillet 1931, de l'existence d'une ligne d'infiltration de forme normale, on reconnaissait, le 27 septembre suivant, après un abaissement de 10 mètres du plan d'eau du réservoir, un retard d'abaissement de la ligne d'infiltration se traduisant par une différence de niveau de 4 mètres entre le point le plus haut de celle-ci et le plan d'eau, puis, le 5 février 1932, après un nouvel abaissement de 5 mètres de ce dernier, par une différence de niveau n'atteignant pas moins de 8 m.50. Notons que la terre constitutive de ce barrage offrait, d'après les mesures effectuées par M. de Vos, un coefficient de perméabilité $K=0{,}0003$ cm/sec.[12] Celui-ci, bien que faible, paraît-il, pour les terres utilisées dans les Indes Néerlandaises, est encore très supérieur à ceux couramment observés pour les terres argileuses de nos climats, qui donnent lieu, après corroyage, à des coefficients de perméabilité de l'ordre de 0,000.000.005 cm/sec.

Ces énormes intumescences de la ligne d'infiltration — ou plutôt les intumescences de même nature des lignes d'égale pression hydrostatique, dont l'allure générale varie suivant les mêmes modalités (fig. 38) — se trouvent modifier temporairement, dans des conditions profondément défavorables, l'état d'équilibre intérieur du massif. Tel est l'élément nouveau qui doit différencier le calcul des talus amont des barrages en terre avec le calcul des talus des ouvrages non soumis à une retenue d'eau.

Cet élément nouveau devra se traduire, pratiquement, par une réduction notable, dans leurs applications aux talus amont des digues en terre, des hauteurs dangereuses déterminées pour les talus ordinaires par les formules du chapitre I.

Notre rapport au 1er Congrès des Grands Barrages avait posé incidemment des règles applicables au calcul de ces hauteurs dangereuses réduites. Nous les reprendrons ci-après, en les amendant par cette simplification, tirée d'expériences précédentes de M. Terzaghi, que les pressions hydrostatiques régnant au sein des massifs de terre doivent être supposées appliquées, pour le calcul des efforts qu'elles exercent sur une section plane quelconque dudit massif, à la superficie composée totale terre+gravier+vides remplis d'eau de cette section, et non pas uniquement à la seule superficie de la fraction correspondant aux vides remplis d'eau.

Le principe du calcul reposera ainsi sur ce fait que, pour une pression hydrostatique intérieure rémanente q agissant autour d'un point quelconque au sein du massif immédiatement après la vidange du réservoir, les 1/2 axes extrêmes de l'ellipsoïde de Lamé correspondant

[11] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, page 100.*

[12] *On sait que* K *est défini par la formule de Dupuis* $V=K\,u$ *où* V *est la vitesse d'écoulement de l'eau à travers les pores du massif et* u *le rapport* $\frac{\text{perte de pression}}{\text{longueur parcourue}}$.

aux contraintes subies en ce point par la matière, au lieu d'avoir les valeurs a et b, n'auront plus que les valeurs $a-q$ et $b-q$. La circonférence de Mohr représentative desdites contraintes (fig. 39) conservera ainsi le même diamètre $PQ=b-a$, mais elle subira une translation de longueur q vers l'origine.

La sous-pression q ne pourra, il est vrai, excéder sensiblement la contrainte principale minima $OP=a$, puisque la terre, considérée comme incapable de résister aux efforts d'extension, obéira, le cas échéant, à ceux-ci en se gonflant de la quantité (extrêmement minime en l'occurrence) nécessaire pour ramener la différence à zéro. Mais on est forcé de prévoir qu'elle pourra égaler a, et ramener par suite à zéro la longueur du petit axe de l'ellipsoïde de Lamé pour tous les points de la région inférieure du talus. L'état d'équilibre de cette région — gonflée par l'eau comprimée incluse dans ses interstices capillaires — se définit en quelque sorte, à ce moment, comme un état flottant, où la plus faible au moins des contraintes subies par

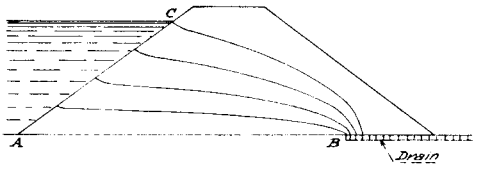


Fig. 37

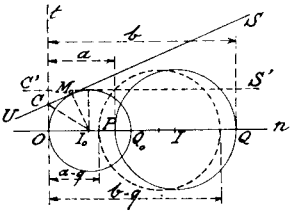


Fig. 39

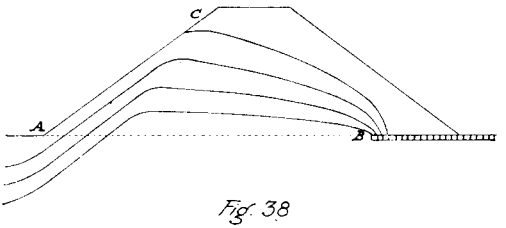


Fig. 38

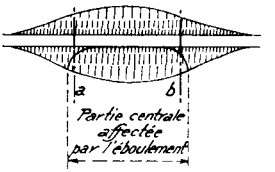


Fig. 40

la matière en un point quelconque se trouve exactement compensée par la sous-pression existant au même point.

Cet état d'équilibre est analogue à celui que l'on observerait, dans les laboratoires d'essais du sol, pour un échantillon de terre auquel on viendrait d'appliquer un effort de compression et qu'on soumettrait aussitôt aux épreuves usuelles de résistance, sans attendre l'expulsion préalable de l'excès d'eau que cet effort de compression aurait chassé.

M. Terzaghi a constaté qu'en pareille occurrence, si l'on a affaire à une terre très argileuse, la rupture s'effectue sensiblement comme si l'effort de compression en question se trouvait supporté par l'eau contenue dans les vides de la terre, à l'exclusion de celle-ci à laquelle le temps se trouve manquer pour sa mise en charge; la terre résisterait ainsi uniquement par sa cohésion, tout se passant en apparence comme si son angle de frottement interne se réduisait à zéro.

Ce point de vue est bien corroboré par la figure 39, qui montre que le massif ne peut plus, dans toute la région flottante dont il s'agit, supporter l'existence de circonférences de Mohr ayant eu un

diamètre supérieur à OQ_o, puisque toutes ces circonférences doivent être susceptibles d'être ramenées par une simple translation, de longueur variable, à une position tangente à $O\ t$ sans donner lieu à intersection avec la droite de Coulomb $U\ S$. Sauf investigations plus approfondies, il peut sembler ainsi que les conditions d'équilibre d'un élément plan quelconque appartenant à la région dont il s'agit peuvent être calculées comme si la droite de Coulomb, au lieu d'occuper la position $C\ S$ d'inclinaison φ et d'ordonnée à l'origine C, occupait la position $C'S'$ parallèle à $O\ n$ et comportant une ordonnée à l'origine $C'=C\ \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$.

Le tracé des courbes de glissement les plus défavorables, et, par voie de conséquence, la détermination des hauteurs dangereuses applicables au talus amont des barrages édifiés au moyen de terres très argileuses, pour les différentes valeurs de l'inclinaison de celui-ci, devraient ainsi être calculés comme si l'on avait affaire, non plus à une terre homogène, mais à plusieurs matériaux présentant les coefficients de résistance ci-après:

Pour la partie supérieure du talus: mêmes coefficients C et φ que pour un massif ordinaire.

Pour la partie basse du talus: cohésion portée aux environs de $C\ \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$, angle de frottement réduit à une valeur voisine de zéro.

Pour la partie intermédiaire: cote mal taillée entre ces deux extrêmes.

Pratiquement, il semble qu'on pourra, dans les cas les plus défavorables, et spécialement pour les barrages à talus amont relativement raide (de l'ordre de 3 de base pour 2 de hauteur ou 2 de base pour 1 de hauteur, correspondant à des valeurs de i comprises approximativement entre 33 et 26°), constitués au moyen de terres particulièrement argileuses, et appelés à être soumis à des épreuves de vidange relativement brutales, simplifier le problème en négligeant, par mesure de sécurité, le supplément de résistance présenté par la partie moyenne et supérieure peu altérée ou inaltérée du talus, et en tablant uniquement, pour l'ensemble, sur les coefficients de résistance $C'=C\ \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ et $\varphi'=O$ applicables à la seule partie flottante, qui se trouve en pareil cas occuper une fraction de l'ordre du 1/3 de la courbe probable de glissement. Toutefois on sera alors fondé, s'agissant d'un talus appelé à se rompre par le pied autant et plus que par la partie haute, à faire usage des formules $j \neq i$ du § 11, un peu moins sévères que les formules découlant de la loi de Rankine.

A titre d'exemple, nous appliquerons le méthode simplifiée dont il s'agit au calcul des talus de trois barrages français naguère éprouvés par des glissements de leur talus amont.

1° *Barrage de Cercey — Accidents de 1842–1866.*

Données: $\mathrm{Cotg}\ i=2,40$.

Hauteur dangereuse constatée: 11 m 00 à une extrémité de la zone ayant subi des éboulements, et 6 m 50 à l'autre extrémité, où la terre était ramollie par des infiltrations.

Hauteur maxima du talus: 11 m 50.

Corrois en argile franche ne contenant que 12% de sable, dont moitié soit 6% en particules de moins de 0 m/m 5 de diamètre.

Coefficients de résistance de la terre en place, d'après les échantillons prélevés en 1935 et expérimentés par le "Laboratoire d'Essais du Sol et des Fondations" à Paris.

$$C=2.000 \text{ k.}$$
$$\varphi=25°$$

Poids spécifique de ladite terre $=\Delta=2.080$ k.

Calculs.—Faisant usage des coefficients réduits $C'=C\,\text{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)=3.140$, et $\varphi=0$, on trouve, pour limite inférieure de la hauteur dangereuse la plus défavorable:

$$H'=\frac{3.140}{2.080}\times 6,59=9 \text{ m } 95$$

2° *Barrage de Charmes — Accident de 1909*

Données: Cotg $i=1,5$

Hauteur dangereuse constatée: 14 m.50

Hauteur maxima du talus: 17 m.00

Corrois en terre contenant une proportion de 41% de sable, constituée à concurrence de 31% (soit plus des trois-quarts) par des particules de moins de 0 m/m 5 de diamètre.

$$C=2.500$$
$$\varphi=27°$$
$$\Delta=2.100$$

Calculs.—Faisant usage des coefficients réduits $C'=C\,\text{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)=$ 4.080[k] et $\varphi'=0$, on trouve, pour limite inférieure la plus défavorable de la hauteur dangereuse

$$H'=\frac{4.080}{2.100}\times 6,29=12 \text{ m.20}$$

3° *Barrage de Grosbois — Accident de 1921*

Données: Cotg $i=1$ m.50 dans la région correspondant à la hauteur dangereuse constatée.[13]

Hauteur dangereuse constatée : 10 m.00

Hauteur maxima du talus : 17 m.40

Corrois en argile franche ne contenant que 17% de sable, dont moitié soit 8,5% en particules de moins de 0 m/m 5 de diamètre.

$$C=2.500$$
$$\varphi=25°$$
$$\Delta=2.050$$

Calculs.—Faisant usage des coefficients réduits $C'=C\,\text{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)=$ 3.925 et $\varphi'=0$, on trouve, pour limite inférieure la plus défavorable de la hauteur dangereuse:

$$H'=\frac{3.925}{2.050}\times 6,29=12 \text{ m.00}$$

[13] *Dans la région où la hauteur excède la hauteur dangereuse, cotg* i *varie entre 3,00 au pied de la digue et 1,5 dans la partie haute.*

Les limites inférieures ainsi calculées concordent de façon assez satisfaisante avec les chiffres réellement constatés.

Ces derniers étaient d'ailleurs, dans chaque cas, mesurés au droit des profils transversaux extrêmes comprenant entre eux la zone centrale de celui-ci affectée par l'éboulement, tels qu'ils sont représentés en a et b par le plan ci-dessus (fig. 40). Les mesures ainsi faites ont donné lieu, soit dit en passant, à des chiffres un peu trop sévères, puisque l'effondrement au droit des profils extrêmes ainsi pris en considération avait pu se produire par suite d'un entraînement créé par le mouvement de la partie centrale, qui offre, seule, de façon certaine, une hauteur excédant nettement la valeur dangereuse. Le cas est particulièrement net pour le barrage de Grosbois, dont le glissement de talus ne s'est effectué qu'après une vidange complète du réservoir.

Ajoutons que, toutes les fois que l'on aura affaire à des terres comportant, au contraire des précédentes, une forte proportion de gravier en gros éléments, il importera de ne plus se contenter de l'application des coefficients théoriques de résistance particulièrement défavorables $C'=C\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ et $\varphi'=0$ adoptés ci-dessus pour des terres très argileuses; on devra ainsi procéder, dans chaque cas, à une étude expérimentale spéciale destinée à la détermination des véritables valeurs de C' et φ' correspondant à la rupture accélérée des échantillons aussitôt après application des diverses pressions choisies. Ce sont ces valeurs de C' et φ' qui devront être adoptées pour le calcul, suivant les formules du chapitre I, de la hauteur dangereuse des talus amont des barrages, aux lieu et place des coefficients C et φ applicables aux talus des ouvrages ordinaires.

Nous espérons que les méthodes de calcul ainsi décrites aideront les constructeurs à éviter définitivement le retour des accidents étranges et sournois auxquels les barrages en terre argileuse n'ont été, jusqu'à ces dernières années, que trop exposés.

Elles permettront, en particulier, de discerner les cas où la substitution, aux perrés ordinaires communément adoptés pour le revêtement du talus amont, d'un masque drainé garantissant le massif contre toute introduction des pressions hydrostatiques devra être adoptée malgré la dépense supplémentaire qu'elle entraînera.

D'autres solutions pourront également, sous le bénéfice des avertissements ainsi procurés par le calcul des massifs homogènes, être recherchées dans l'adoption, qui se généralise de plus en plus, des barrages du type mixte comprenant un noyau central assurant seul l'étanchéité et flanqué, en amont et en aval, de talus semi-perméables se prêtant plus aisément à la résorption des pressions hydrostatiques rémanentes, — ou bien encore dans l'adoption, à la partie inférieure du talus amont des barrages homogènes qui se trouveraient offrir une hauteur supérieure à la valeur dangereuse, de dispositifs de consolidation préventive, dont la dépense pourra être fréquemment assez faible pour apporter, tout compte fait, le remède le plus économique au danger signalé.

RESUME

Nous avons, dans ce qui précède, décomposé l'étude de la stabilité des barrages en terre en deux chapitres:

1° Étude de la stabilité propre du massif, considéré indépendamment de sa retenue hydraulique comme s'il s'agissait d'un remblai ordinaire.

2° Étude des modifications apportées à cet équilibre par les actions spéciales provenant des eaux retenues.

Au cours du premier chapitre, nous avons montré que la rupture d'un massif ne saurait, dans le cas général, s'effectuer simultanément en tous les points d'une surface déterminée; en réalité la rupture s'amorce d'abord suivant un élément plan infiniment petit, et ce n'est qu'ensuite, et *de proche en proche*, qu'elle se développe le long de la surface de glissement finalement observée.

Nous avons posé des formules très générales, donnant, pour les talus plans, les équations différentielles des lignes de glissement ainsi définies, en fonction de deux paramètres variables α et j (représentant le premier l'angle formé par la tangente à la ligne de glissement avec la ligne de plus grande pente du talus, et le second, l'angle formé par la contrainte conjuguée à un élément plan parallèle au talus avec la normale à celui-ci).

Nous en avons déduit que les glissements des talus plans, offrant une inclinaison i supérieure à l'angle de frottement interne φ de la matière cohérente dont ils sont constitués, s'effectuent suivant des courbes cycloïdales, non seulement dans le cas particulier (déjà étudié précédemment par nous) où l'état d'équilibre de Rankine existerait au voisinage immédiat de chaque élément de la courbe de glissement sur le point d'être atteint par la rupture, mais aussi dans le cas, bien plus général, où la contrainte conjuguée aux éléments plans parallèles à la surface libre serait simplement supposée offrir, dans la même région, une direction constante, représentée ainsi par une valeur constante de l'angle j.

Nous avons montré que les talus dépassant une hauteur déterminée, calculée par la formule (20) du rapport pour le régime d'équilibre de Rankine (c'est-à-dire pour la valeur particulière $i=j$ des glissements cycloïdaux), présentent un *risque grave d'éboulement*, et que ce risque est même une certitude dans les deux cas particuliers extrêmes $i=\frac{\pi}{2}$ et $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ infiniment petit, $\varphi\neq 0$).

Nous avons posé ensuite deux formules (N^{os} 21 et 22) qui définissent une autre loi de hauteurs dangereuses, donnant des chiffres plus élevés sauf pour les deux cas extrêmes signalés, et correspondant pratiquement à une *certitude d'éboulement*, même pour un régime d'équilibre différent de celui de Rankine.

Dans le second chapitre, nous avons indiqué que les *talus aval* des barrages en terre peuvent, moyennant un drainage peu onéreux préconisé avec raison par M. de Vos, être calculés indépendamment de l'action des eaux retenues, les formules qui précèdent leur étant ainsi applicables; mais qu'il n'en allait pas de même pour les *talus amont*.

Ces derniers se trouvent en effet soumis à une épreuve particulièrement redoutable, bien que difficile à déceler par les procédés de mesure usuels: celle des *pressions hydrostatiques permanentes* de l'eau incluse dans les interstices capillaires de la terre, lesquelles modifient temporairement dans un sens défavorable, pendant la période de

vidange du réservoir et postérieurement à celle-ci, l'intensité et la direction des contraintes subies par la matière solide en tous les points du talus.

Il en résulte que la hauteur dangereuse susceptible d'être attribuée au talus amont d'une digue est nettement inférieure à celle applicable à un talus ordinaire constitué au moyen de la même terre supposée mise en oeuvre par des procédés identiques.

La réduction de hauteur devra être d'autant plus marquée qu'on aura affaire à un talus de plus forte inclinaison, constitué au moyen de corrois moins perméables, et qu'on aura envisagé une exploitation du réservoir comportant des vidanges plus rapides succédant à de longues périodes de retenue du plan d'eau d'amont à son niveau maximum.

Dans la pire de ces hypothèses, la hauteur dangereuse réduite paraît susceptible d'être calculée, avec un coefficient de sécurité satisfaisant, au moyen des formules N^{os} 21 et 22, dans lesquelles on aura substitué aux valeurs C et φ données par les expériences de laboratoire pour la cohésion et de l'angle de frottement de la terre employée, les valeurs fictives $C'=C\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ et $\varphi'=0$. .

Ces formules donnent en particulier des résultats concordant de façon satisfaisante avec la réalité, dans leur application aux barrages français ayant subi jusqu'ici des glissements de talus amont. Elles pourront être adoucies sans inconvénient pour des ouvrages exécutés au moyen de terres moins argileuses édifiées suivant des talus moins inclinés. Une détermination expérimentale des coefficients de résistance appelés à être substitués, en pareil cas, aux valeurs fictives C' et φ' données ci-dessus devra être effectuée sur des échantillons qu'on soumettra aux épreuves usuelles de résistance aussitôt après application de l'effort de compression, sans attendre, comme on le fait en général, l'expulsion de l'eau en excès.

SUMMARY

In the main text the study of stability of earth dams is divided into chapters:

(1) a study of the stability of the fill itself, without regard to the filling up of the reservoir, as if it were the case of an ordinary fill;

(2) a study of the modification brought to that equilibrium as a result of the special actions of the impounded water.

In the first chapter it is shown that the breaking of a solid mass does not occur simultaneously at every point of a given surface; in reality the break starts at first along an infinitely small part of the plane, and it is only later and gradually that it develops along the surface of rupture finally observed.

There are established very general formulas giving for flat slopes the differential equations of the sliding lines defined, in function of the two variable parameters (α) and (j) (the former being the angle formed by the tangent to the sliding line and by the pitch line of the slope, the latter being the angle formed by the resultant of the strains applied on a plane element parallel to the slope and by the perpendicular to that plane).

It is deduced, therefore, that the slides at the plane slopes, presenting a gradient (i) superior to the internal friction angle (φ) of the cohesive material of which they are made, take place along cycloidal curves, not only in the particular case where the Rankine equilibrium state would exist in the immediate neighborhood of each element of the sliding curve near the stage of rupture, but also in the case, much more general, where the resultant of strains applied on plane elements parallel to the free surface would be simply presumed to offer, in the same zone, a constant direction, represented, therefore, by a constant value for the angle (j).

It was shown that the flows extending above a predetermined height (computed by formula 20) of the paper, for the Rankine equilibrium regimen (i. e., for the particular value $i=j$ of the cycloidal slides) present a grave danger of caving in, and this danger becomes a certainty in these two extreme particular cases, when $i=\frac{\pi}{2}$ and when $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ infinitesimal $\varphi\neq 0$).

There are established then two formulas (nos. 21, 22) which define another law concerning dangerous heights giving larger figures except in the two extreme cases above mentioned, and corresponding practically to a certainty of caving in, even in the case of an equilibrium regimen different from that of Rankine.

In the second chapter it is shown that the *downstream slopes* of earth dams may—provision having been made for an inexpensive drainage system suggested with reason by Mr. deVos—be computed without regard to the effect of the impounded water, the above formulas being also applicable to them; but the same is not true for the upstream slopes.

These upstream slopes are indeed subject to particularly dangerous conditions which are difficult to reckon by the usual means of measure; i. e., the permanent hydrostatic pressures due to the infiltrating water in the capillary voids of the earth, which pressures temporarily modify for the worse, during the reservoir drainage period, and later, the intensity and the direction of the resultant strains applied to the solid material at every point of the fill.

Therefore the critical height which can be be given to the upstream slope of the fill of a dam is decidedly lower than that applicable to an ordinary slope made of the same earth assumed to be placed by identical processes.

The reduction of height should be more accentuated when the fill has slopes of greater pitch, made with a less porous core, and when the operation of a dam is foreseen with rapid drainage following long periods when the water level has remained at its maximum height.

In the worst hypothesis, the reduced dangerous height may, it seems, be computed with a satisfactory coefficient of security by means of formulas nos. 21 and 22, in which the flows (c) and (φ), obtained by laboratory experiments on the cohesion and friction angle of the earth used, have been replaced by the fictitious flows

$$C'=C\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) \text{ and } \varphi'=0.$$

These formulas give results true enough, particularly in the case of the application to French dams for which slides have occurred on

the upstream face. The requirement of these formulas may be considered less strictly in the case of dams made with material less argillaceous and having slopes of lesser pitch. An experimental determination of the resistance coefficients which are, in such a case, to replace the fictitious values (C') and (φ') given above, should be made on test bodies, which would be subjected to the usual resistance tests immediately after the application of the compression strains, without giving time enough for the excess water to come out, as is generally done.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorstehendem Bericht wird die Untersuchung der Standfestigkeit der Erddämme in folgende zwei Kapitel eingeteilt:

1. Untersuchung der dem Erdkörper eigenen Standfestigkeit ohne Rücksicht auf den Stauwasserstand, als wie wenn es sich um einen gewöhnlichen Damm handelte.

2. Untersuchung der durch die besonderen Einwirkungen des Stauwassers hervorgerufenen Änderungen in diesem Gleichgewichtszustand.

Im ersten Kapitel ist gezeigt, dass im allgemeinen ein Bruch des Erdkörpers nicht gleichzeitig in allen Punkten einer bestimmten Fläche stattfinden kann. In Wirklichkeit wird der Bruch an einer kleinen Elementarfläche entlang eingeleitet, und erst nachher pflanzt sich die Rissbildung von einer Elementarfläche zur nächsten fortschreitend und an der schliesslich beobachteten Gleitfläche entlang fort.

Ganz allgemeine Formeln wurden aufgestellt, die für die ebenen Böschungen die Differentialgleichungen des derart definierten Gleitlinien geben. Diese Gleichungen enthalten zwei veränderliche Parameter α und j (wovon der erste den Winkel darstellt, den die Tangente an die Gleitlinie mit der Linie stärkster Neigung der Böschung bildet, und der zweite den Winkel, den die zu einer der Böschung parallelen, ebenen Elementarfläche gehörige Spannung mit der Normalen zu dieser Fläche bildet).

Daraus lässt sich ableiten, dass bei ebenen Böschungen, deren Neigung i grösser ist als der innere Reibungswinkel φ des kohärenten Bodens, aus dem diese Böschungen bestehen, die Rutschungen sich an Zykloiden-Ebenen entlang bilden, und zwar nicht nur im besonderen (schon früher von uns untersuchten) Fall, wo der Rankine'sche Gleichgewichtszustand in unmittelbarer Nähe eines jeden Teiles der Gleitlinie, der im Begriff ist von der Rissbildung erreicht zu werden, erfüllt ist, sondern auch in dem viel allgemeineren Fall, in dem einfach angenommen werden darf, dass in der gleichen Gegend die zu den zu der freien Oberfläche parallelen Elementarflächen gehörige Spannung eine konstante Richtung aufweist, die durch einen gleichbleibenden Wert des Winkels j dargestellt ist.

Ferner ist gezeigt, dass die Böschungen, deren Höhe einen bestimmten Wert überschreitet (der mittels der Formel (20) des Berichtes für den Fall, wo der Rankine'sche Gleichgewichtszustand herrscht, berechnet wird, d.h. für den besonderen Fall $i=j$ bei zykloidalen Rutschun-

gen), eine *grosse Rutschgefahr* bieten und dass diese Gefahr in den folgenden zwei äussersten Sonderfällen: $i=\frac{\pi}{2}$ und $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ unendlich klein, $\varphi \neq 0$), zu einem sicheren Rutschen wird.

Hiernach sind zwei Formeln (Nr. 21 und 22) aufgestellt, die ein anderes Gesetz gefährlicher Höhen definieren und mit Ausnahme der beiden vorgenannten äussersten Fälle stärkere Werte ergeben, und praktisch einem *bestimmten Rutschen* entsprechen, selbst für einem vom Rankine'schen verschiedenen Gleichgewichtszustand.

Im zweiten Kapitel ist angegeben, dass die *luftseitige Böschung* der Erddämme ohne Rücksichtnahme auf die Wirkung des Stauwassers berechnet werden kann, wenn man diese Böschung nach dem von de Vos in zweckentsprechender Weise angegebenen Verfahren entwässert, wobei vorstehende Formeln auch bei diesen Böschungen anwendbar sind. Das gleiche gilt aber nicht für bie *wasserseitige Böschung.*

Diese Böschung ist einer besonders gefährlichen Beanspruchung ausgesetzt, die durch die üblichen Messverfahren nur schwierig zu ermitteln ist: Das ist der remanente hydrostatische Druck des in den kapillaren Poren des Bodens eingeschlossenen Wassers, der sich in Grösse und Richtung der durch den festen Boden in jedem Teil der Böschung ausgehaltenen Spannungen vorübergehend in einem ungünstigen Sinne, sowohl während des Entleerens des Beckens, als auch späterhin ändert.

Daraus ergibt sich, dass die Höhe, die man für die wasserseitige Böschung eines Staudammes als gefährlich bezeichnen muss, ausgesprochen kleiner ist als die entsprechende gefährliche Höhe eines gewöhnlichen Dammes, der aus dem gleichen und auf gleicher Art und Weise aufgehäuften Boden besteht.

Die Höhe wird man umso kleiner nehmen müssen, je grösser die Neigung der Böschung ist, je weniger wasserdurchlässig der benutzte Boden ist, und je schneller das Staubecken entleert wird, nachdem es auf längere Zeit bis auf den höchsten Wasserstand gestaut war.

Im ungünstigsten dieser Fälle scheint die gefährliche Höhe mit einem genügenden Sicherheitsfaktor mittels der Formeln 21 und 22 berechnet werden zu können, wobei die durch Laboratoriumsversuche gefundenen Werte C und φ für die Kohäsion und den Reibungswinkel des benutzten Bodens durch folgende fiktive Werte ersetzt werden:

$$C'=C\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) \text{ und } \varphi'=0.$$

Diese Formeln ergeben Resultate, die in befriedigender Weise mit der Praxis übereinstimmen, insbesondere bei ihrer Anwendung aus französischen Staudämmen, bei denen auf der Wasserseite Rutschungen stattgefunden haben. Sie werden ohne weiteres gemildert werden können, wenn die Dämme aus weniger tonhaltigen Böden aufgebaut werden und weniger geneigte Böschungen aufweisen. Man muss dann die Werte der Widerstandskoeffizienten, die an Stelle der fiktiven Werte C' und φ' treten sollen, in diesem Fall durch Versuche bestimmen. Hierbei wird man die üblichen Widerstandversuche sofort nach der Druckbeanspruchung ausführen, d.h. man wird nicht, wie allgemein verfahren wird, abwarten bis der Wasserüberschuss ausgetrieben worden ist.

RESUMEN

En esta memoria el estudio de la estabilidad de las presas de tierra está dividido en dos capítulos:

(1) estudio de la estabilidad del macizo mismo, considerado independientemente del embalse de agua, como si se tratara de un terraplén cualquiera.

(2) estudio de las modificaciones traídas a este equilibrio por las acciones especiales provenientes de las aguas embalsadas.

En el primer capítulo se demuestra que la ruptura de un macizo, en casos generales, no puede ocurrir simultáneamente en todos los puntos de una superficie determinada; en realidad la ruptura comienza primeramente a lo largo del elemento de un plano infinitamente pequeño y solamente más luego es que la misma se desarrolla, aumentando progresivamente a lo largo de la superficie de deslizamiento finalmente observada.

Se han establecido fórmulas muy generales dando para los taludes llanos las ecuaciones diferenciales de las líneas de deslizamiento así definidas, en función de dos parómetros variables (α) y (j) representando el primero el ángulo formado por la tangente a la línea de deslizamiento con la línea de la pendiente mayor del talud, y el segundo, el ángulo formado por el resultante de los esfuerzos relativos a un elemento plano paralelo al talud con la normal del mismo.

Por lo tanto, se deduce que los deslizamientos de los taludes llanos, presentando una inclinación (i) superior a la del ángulo de rozamiento interno (φ) del material cohesivo del cual están constituídos, se operan siguiendo las curvas cicloidales, no sólo en el caso particular donde el estado de equilibrio de Rankine existirá en la inmediación de cada elemento de la curva de deslizamiento al acercarse el momento de ruptura, sino también en el caso, mucho más generalizado, en que el resultante del esfuerzo relativo a los elementos planos paralelos a la superficie libre simplemente se supondrá ofrecer, en la misma región, una dirección constante, representada, por lo tanto, por un valor constante del ángulo (j).

Se demostró que los taludes sobrepasando una altura determinada computada por la fórmula 20 de la memoria, para el régimen de equilibrio de Rankine (es decir para el valor particular $i=j$ de los deslizamientos cicloidales) presentan un *grave peligro de desplomes* y que tal peligro se convierte en realidad en los dos casos particulares extremos,

cuando $i=\frac{\pi}{2}$ y cuando $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ infinitamente pequeña $\varphi\neq 0$).

Entonces quedan establecidas dos fórmulas (No. 21 y 22) las cuales definen otra ley de alturas peligrosas, dando cifras más elevadas con excepción de los dos casos extremos arriba mencionados, y practicamente correspondiendo a *una certeza de desplomes,* aun en el caso de un régimen de equilibrio diferente al de Rankine.

En el segundo capítulo se indica que los *taludes de aguas abajo* de las presas de tierra pueden, por medio de un drenaje poco costoso preconizado con razón por el Sr. de Vos, calcularse independientemente de la acción de las aguas retenidas.

Estos últimos se encuentran en efecto sometidos a una prueba especialmente severa aunque difícil de revelar por los procedimientos

de medidas usuales: Aquellas de *presiones hidrostáticas remanentes* del agua inclusa en los intersticios capilares de la tierra, las cuales modifican temporalmente en un sentido desfavorable, durante el período de desagüe del depósito y posteriormente al mismo, la intensidad y la dirección de los esfuerzos sufridos por la materia sólida en todos los puntos del talud.

El resultado es que la altura peligrosa susceptible de ser atribuída a los taludes de aguas arriba de una presa es netamente inferior a la aplicable a un talud ordinario constituído por medio de la misma tierra supuesta a ser empleada en la obra por procedimientos idénticos.

La reducción de altura deberá ser por lo tanto más grande que cuando se trata de un talud de mayor inclinación, constituído por medio de centros menos permeables, y que se habrá previsto una explotación del depósito comprendiendo desagües más rápidos sucediendo a largos períodos de retención del plano de aguas arriba a su nivel máximo.

En la peor de estas hipótesis, la altura peligrosa reducida parece susceptible de calcularse, con un coeficiente de seguridad satisfactorio, por medio de las fórmulas No. 21 y 22, en las cuales se habrán sustituído los valores (c) y (φ) dados por los experimentos de laboratorio para la cohesión y el ángulo de rozamiento de la tierra usada, los valores ficticios $C' = C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ y $\varphi' = 0$.

Estas fórmulas dan en particular resultados concordando satisfactoriamente con la realidad, en su aplicación a las presas francesas que hasta ahora han sufrido deslizamientos en sus taludes de aguas arriba. Las mismas podrán ser aducidas sin inconveniente para obras ejecutadas por medio de tierras menos arcillosas y con taludes menos inclinados. Una determinación experimental de los coeficientes de resistencia llamados a ser sustituídos, en igualdad de casos, a los valores ficticios C' y φ' ya mencionados debe ser efectuada en muestras que se someterán a los ensayos usuales de resistencia inmediatamente después de la aplicación de los esfuerzos de compresión, sin esperar, como generalmente se hace, la expulsión del exceso de agua.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CHARACTERISTICS OF MATERIALS USED IN EARTH DAM CONSTRUCTION—STABILITY OF EARTH DAMS IN CASES OF RESERVOIR DISCHARGE*[1]

A. MAYER
France

The Large Dams Conference of 1933 drew up a list of the characteristics of materials used in earth-dam construction and asked the national committees to establish a series of monographs on the earth dams of their respective countries. At the request of the French committee, the Soil and Foundation Laboratory, with the Ministry of Public Works, undertook this task for dams in France. We are at present in possession of results obtained on several dams, in particular those of Grosbois, Charmes, Wassy, and Cercey, which are well known to engineers in this country for the accidents that have marked their history. It is proposed in the present report to account for results obtained during our tests, to see if the latter, as interpreted by modern methods of earth-dam computation, explain the accidents

**Détermination des caractéristiques des matériaux employés dans la construction des digues en terre. Application au calcul de la stabilité des digues.*

Bestimmung der charakteristischen Merkmale von Baustoffen zur Verwendung bei Erddämmen und ihre Anwendbarkeit bei der Berechnung der Stabilität von Erddämmen.

Determinación de las características de los materiales empleados en la construcción de presas de tierra. Aplicación al cálculo de la estabilidad de las presas.

[1] *At the outset of the present report I wish to express my gratitude to the French committee of the C. I. G. B. for its initiative; to M. Wattier, director of navigable waterways and maritime ports, at the public Works Ministry, who put his department at our disposition; to MM. Pelissonier and Durringer, chief engineers of the Bridge and Roads Department under whose supervision the dams we have studied lie; and lastly to MM. Sindzingre and Richard for their active collaboration in this study.*

[TRANSLATION FROM THE FRENCH.]

that have occurred and finally to look for the complementary elements which must receive consideration if accidents such as those which have happened to the above-mentioned dams are to be avoided.

Sampling

The tests which will be dealt with later on were carried out on samples obtained during the boring of drill holes into each dam by a specialized contractor, whose foreman had learned in our laboratory how to make cores by means of our special sampling tool and how to preserve them with a continuous layer of paraffin several millimeters thick. The same shift of workmen was employed on all dams, so as to ensure the work being performed in an identical and absolutely correct manner and the material being brought to the laboratory exactly as it was found in the ground. All dams under consideration are situated in the same region, while the qualities of earth chosen in the various cases are similar. Moreover, all these dams, though they were constructed at different dates, were made in the same way by successive horizontal layers of rather lumpy clay, mixed with gravel, in accordance with the technical possibilities of the engineers in charge of their construction. The fact that these dams were all constructed by horizontal layers which are practically identical for the whole length of each dam, together with the need for making sparing use of the subsidies of the department concerned with their upkeep, for whom our bore-holes represented an expense with no immediate return, determined us to make only one hole for each separate dam. The results obtained in every case showed that, even though the gravel proportion inside the various samples from each particular drill hole varied from sample to sample, the constituent materials of a given dam were in all cases very similar for the whole length of the hole. The bore-holes were drilled in the body of each dam. Where accidents had occurred, the borehole was located so as to avoid drilling through those sectors where slides had taken place and to make certain of passing through the original material. Under these circumstances we feel ourselves justified in claiming we have taken every possible precaution permitted by our budget in order to obtain a sampling as complete as possible from the different dams.

Nature of the Tests Carried Out

The tests carried out on the samples received by the laboratory were in complete conformance with those required by the Large Dam Committee. The following characteristics were determined for each material: The percentage of water in the initial state; the specific weight of dry matter; angle of internal friction and cohesion; compressibility; and Atterberg's limits.

We do not deem it necessary here to review the description of the testing methods since they are classical for soil tests and have been described in numerous papers. Suffice it to point out that internal-friction angles and cohesions were determined by means of Casagrande's apparatus on samples of $10 \times 10 \times 2.5$ cms. The majority of the dams were formed by the embodiment of calcareous gravel and stones in the clay so as to increase the internal friction of the material.

It frequently occurred that gravels, whose dimensions were not negligible as compared with those of the box, were placed in the shearing box in the undisturbed samples. In several cases these points of resistance proved to be veritable tenons, holding together both parts of the samples, one of which was made to slide over the other, thus distorting unforeseeably the result of our tests. The post-test inspection of the shearing surface revealed those irregularities and compelled us to reject several results. Unfortunately our supply of bore-core samples not being unlimited, we were sometimes obliged to be satisfied with the internal-friction angle of remolded material clear of all elements whose diameter exceeded 2 mm. These determinations gave results of a highly satisfactory concordance. In order to place ourselves in actual conditions however, we would have needed a material specially made for our tests with clay employed on the dam. This clay would have had to be mixed with a sand whose grains, with respect to our shearing box, would be comparable to the small stone elements in the body of the dam. Owing to the nature of the materials extracted from the bore holes our tests show certain divergencies, especially in cohesion measurements, which we had never encountered during the testing of natural materials, except in the case of marls having calcareous nodules, whose textures are to some extent comparable to the dam materials in question.

Description of the Dams Studied

The dams which furnished the matter of the present study are all called upon to retain the waterways feeding the canals joining the drainage basins of eastern and western France, through the higher regions of Champagne and Morvan. The dams at Cercey and Grosbois are situated on the Burgundy Canal, which joins the Seine and the Saone, some 12 miles from Dijon. Those of Wassy and Charmes are on the Wassy-St. Dizier and Marne-Saone canals, not very far from Chaumont.

The dates of their construction stretch from 1834 in the case of Cercey to 1881 in that of Wassy, and 1898 and 1902 for those of Grosbois and Charmes. Aside from Cercey and Grosbois, these dams belong to the classical French type, being characterized by the average slope of the upstream embankment 3 base by 2 high. So far as concerns the Grosbois Dam, M. Frontard, then engineer of the Bridges and Roads Department in charge of the inquiry on the accident to the Charmes Dam, wrote in 1909: "Several well-known contractors considered the plans for the Grosbois Dam not bold enough and wrongly preferred the usual 3/2 embankment to the concave cross section conceived by the author of the plan."[2] This belief in the 3/2 embankment dogma is so firmly inrooted in the minds of certain French engineers that having been called into consultation during 1934 on an earth dam 16 m high, with an upstream embankment of 3/2 and all the characteristics of a starting slide the contractor said in answer to our observations as to the stability of the dam that, "a 3/2 dam always holds." The examples of Grosbois

[2] *Frontard, Notice sur l'accident de la digue de Charmes, Annales des Ponts et Chaussées 1914 vp.*

and Cercey, both of which have sustained slides that are dealt with below, prove that in certain cases the dams whose upstream embankments have a slope less than 3/2 slide, whereas others have remained stable since being put in use.

We give below a few details on the dams which have provided the matter of our inquiries and the accidents which have occurred.

1. Cercey

This dam, which was constructed in 1834–36, has a maximum height of only 11.50 m. It is remarkable for its great length (1000 m) and the slight declivity of its embankments. The upstream side is fixed by a uniform slope, 2.4 base for 1 height, the downstream by 2 to 1. According to M. Comoy [3] the fill was not placed with the homogeneity which is now the rule for earth dams. The internal embankment was very well tamped over a width varying from 7.25 m at its base to 4 at its top while the rest of the mass was simply compressed by the passage of wagons. Moreover the upstream embankment was covered only by a dry masonry facing whose watertightness was practically nil.

The history of this dam has been marked by numerous slides, both upstream and down. To mention only the former, the first which began June 29, 1842, took place at a time when the water line in the reservoir was reduced to 2 m above the discharge pipe floor. A certain number of cross sections of the slide then observed, display the characteristics found in every case since. In 1846 M. Collin,[4] then engineer of the Burgundy Canal, pointed out the coincidence of movement of the embankment with the emptying of the reservoir. He likewise observed that the section of the fill detached had exactly the same cohesion and hygrometric state as the rest of the dam, a fact which set aside the hypothesis of a slide due to a softening of the earthwork. The embankment was repaired by a complete overhauling of the earthwork detached and by adding eight dry-masonry transverse partitions. This, however, did not suffice to ensure the stability of the dam and in 1866, after 3 days of torrential rain had raised the water level in the reservoir to 9 m, fresh slides occurred in the same section as in 1842, and also to either side of that sector. New repairs were carried out by adding supplementary transverse partitions, so as to subdivide the mass, and by building a retaining wall at the base of the embankment.

A bore hole drilled for sample taking in the original dam material showed that the latter was composed of a greenish clay irregularly mixed with sand. Its characteristics are enumerated further on.

2. Wassy

The Wassy Dam was constructed in 1881–83 to feed the St Dizier-Wassy Canal. Its height is 16.5 m and its cross section is typical of the dams on the upper Marne. The downstream embankment is concave, declivity relatively slight; the upstream embankment is

[3] *Comoy, Consolidations des terrains éboulés, Annales des Ponts et Chaussées, 1875, II, p. 28.*

[4] *Collin, Experimental research work on the spontaneous slidings of clay soils. Paris 1846.*

steeper, and is composed of a series of steps at 45° and berms slanting at 1/10, giving an average declivity of 3/2; this embankment is protected by a brick facing, 40 to 50 cms thick, its base reposing on a fender wall.

The fills and stone work of this dam were finished in April and July, respectively, of the year 1883; its reservoir was filled for the first time at a water level of 13 m in August of the same year; on the 29th of the same month a slide took place over a whole sector of the embankment above the 5.5 m mark. A good idea of the latter is obtained from the diagram (figure 6), which is borrowed from the report of M. Mongin, the engineer in charge.

The repairs demanded the removal of all earthwork which had been displaced during the slide. The latter were replaced by means of a careful compaction after the sliding surface had been cut into steps. Moreover, seven stonework buttresses were made, 10 m apart, similar to these used on Cercey in 1866. Since 1883 this dam has caused no anxiety.

The characteristics of samples found in the dam at Wassy are given further on. They consist of a recent, sandy, and rather homogeneous clay, despite the presence of calcareous material in certain samples.

3. Grosbois

The Grosbois Dam, whose slide in 1921 came as a surprise to all engineers, is of later date than that of Wassy. Its construction started in 1892; was finished before 1902. It is in reality no more than a minor dam, whose purpose is to hold back the water at the base of the main structure of the stonework dam at Grosbois. Its characteristics are, first, its exceptionally good compaction, thanks to which M. Galliot,[5] then chief engineer of the Burgundy Canal, was able to perfect the methods which have been employed since in the building of nearly all earth dams; second, the rocky fragments included in the clay to increase the angle of internal friction; and, lastly, the special cross section adopted for its construction and consisting of three slopes of 3/1, 2/1, and 3/2, which give the whole the appearance of the equilibrium curve of an embankment after a slide has occurred. The height of the Grosbois Dam reaches 17.41 m above the retaining wall. This dam, which had never been a source of anxiety, was, in 1921, the object of a very important slide at a time when the reservoir had just been completely emptied. The repairs effected required the exact reconstruction of the earth detached and its fixation by means of enrockments placed here and there at the base of the dam.

The mechanical qualities of the materials used will be mentioned below. Suffice for the present to state that green- and brown-streaked clays were found during the drilling of bore holes. There were also some mixed calcareous fragments.

[5] *Galliot—Corroyage des remblais de la digue de Grosbois, Annales des Ponts et Chaussées 1902, I, p. 196. Consolidation du barrage de Grosbois, Annales des Ponts et Chaussées 1905, III, p. 204.*

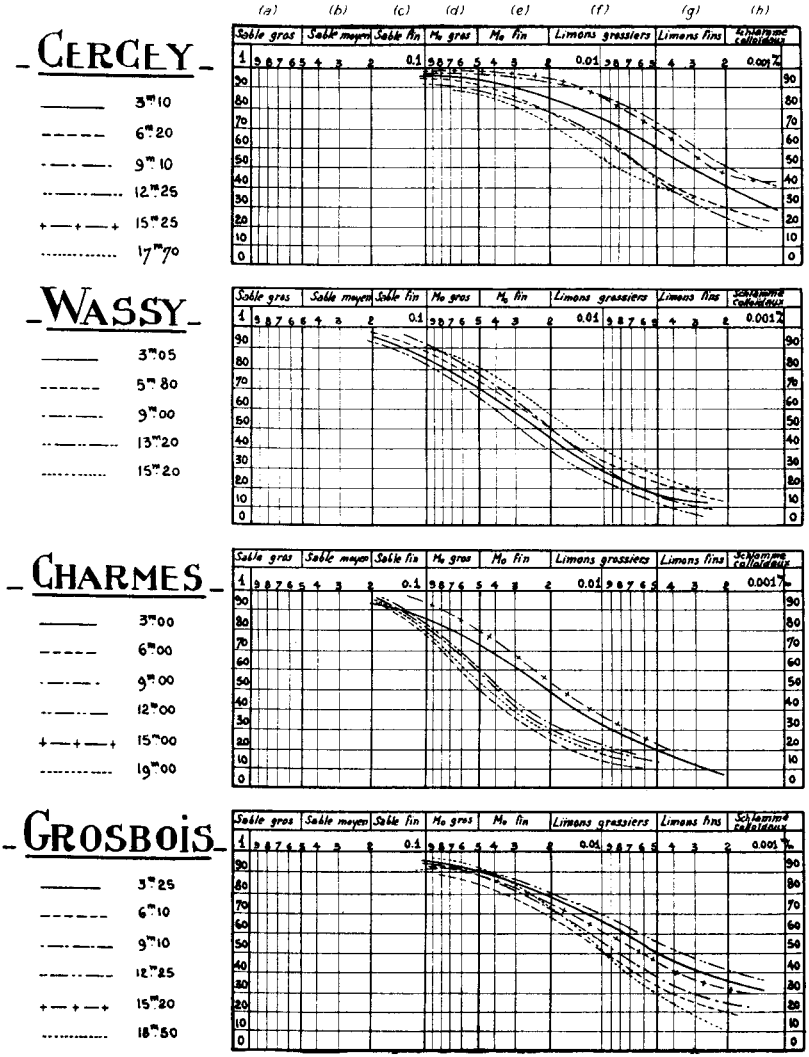


FIGURE 1.—**Granulometry of materials of Cercey, Wassey, Charmes, and Grosbois earth dams.** — Granulométrie des corrois des digues de Cercey, Wassey, Charmes et Grosbois. — Granulometrische Darstellung der Kern-Baustoffe in den Cercey-, Wassey-, Charmes-, und Grosbois-Erddämmen. — Granulometría de los materiales de las presas de tierra de Cercey, Wassey, Charmes y Grosbois.

(*a*) **Coarse sand.** — Grober Sand. — Arena gruesa.
(*b*) **Medium sand.** — Feingrober Sand. — Arena media.
(*c*) **Fine sand.** — Feiner Sand. — Arena fina.
(*d*) **Medium coarse.** — Mittelgrober Sand. — Gruesa media.
(*e*) **Medium fine.** — Mittelfeiner Sand. — Fina media.
(*f*) **Coarse silt.** — Grobe Verlandung. — Limo basto.
(*g*) **Fine silt.** — Feine Verlandung. — Limo fino.

4. Charmes

Built between 1902 and 1906, for feeding the Marne-Saone Canal, the Charmes Dam is the most recent of those studied. Its cross section is very similar to that of Wassy, its upstream and downstream embankments being 3/2 and 1.9/1, respectively. Its coping surface is 17 m above the thalweg, the water level in its reservoir 15.10 m. The outstanding characteristic of this dam is the careful way in which it was constructed. For the first time in France, self-propelling petrol rollers were used. The materials employed were made up of a mixture of clay and coarsely ground sand of highly satisfactory compactness. The coating was made of large slabs of gravel mortar separated by clay joints. At the foot of the dam a cut-off wall passed through all the underlying layers of permeable soil.

In spite of all these precautions a slide began on October 20, 1909, and continued for about 6 weeks. This process occurred at a time when the water level in the reservoir was 6 m, the first time that so complete a discharge had taken place. The sliding surfaces provided the subject of a study made by M. Frontard, then engineer at Chaumont. A diagram of one of the cross sections, made at the time, is given further on. Repairs were carried out by restoring the old cross section and also by fixing the mass with the aid of slag-cement-concrete buttresses, the strong resistance of which have assured the stability of the dam since 1909.

Account of the Tests Carried Out

Below will be found the results of tests on different materials. It will be seen that as the technique for incorporating hard and angular elements into the material was perfected, our tests became more and more difficult, especially those on shearing and internal-friction angle determinations.

1. CERCEY

(*a*) *Grading.*

The Cercey materials seem fairly heterogeneous, being composed of a fine, plastic, green-colored clay, having ferruginous inclusions in the form of nodules or small-dimensioned solid elements. Freed of all elements that do not pass through a 50-mesh sieve (0.287 mm), it contains a proportion of 20 to 30 percent of elements smaller than 0.001 m/m, depending on the sample.

(*b*) *Various Characteristics.*

The characteristics of the samples tested will be found in table I. The water content, the specific weight of the dry material and the Atterberg limits are successively indicated; the angle of internal friction and the cohesion of the undisturbed materials are given as well as their permeability at 1 kg vertical pressure. Finally the same determinations were made on remolded samples, freed of their solid elements.

TABLE I.—*Barrage de Cercey*

Level at which the sample was taken meters	3.10	6.20	9.10	12.15	15.26	[1] 17.70
Water content percent	36	19	24	24	23	13
Specific weight of the dry material	2.75	2.75	2.77	2.74	2.73	2.73
Atterberg's limits:						
Liquidity limit	55	39	51	45	42	
Plasticity limit	26	20	25	23	20	
Plasticity modulus	29	19	26	23	22	
Undisturbed materials:						
Internal friction angle degrees	20	26	26	27	27	
Cohesion	160		200		200	
Permeability under 1 kg	2×10^{-7}	2×10^{-7}	2×10^{-7}	4×10^{-7}		
Handled materials:						
Internal friction angle			21	21.30		
Cohesion			100	0		
Permeability under 1 kg	2×10^{-7}	2×10^{-7}			3×10^{-7}	

[1] Natural soil.

As will be observed in all the ensuing cases, it has proved impossible to retain some results, dealing with the partial drying of certain samples, such as one obtained at 6.20 m with a water content of 19 percent which was certainly due to imperfect isolation after the sampling. Other failures are attributable to the presence of too much hard material in the shearing boxes which prevented the formation of a satisfactory shearing plane. In all cases in which a sufficient quantity of material was at our disposal tests were carried out on remolded materials which had passed through a 2 mm sieve. In the case of Cercey the angle of internal friction of remolded materials is 21° instead of 26° for the undisturbed sample.

(*c*) *Compressibility and Permeability.*

Compressibility and permeability tests carried out on the undisturbed and later remolded materials gave a fairly unequal compressibility between the two states of these materials. The void ratio of the material taken at a depth of 3 m is about 0.6, whereas it is above 0.7 for the remolded material loaded at 5 kg; which proves that progressive drying out of the dam by evaporation of the water in the body of the dam is more efficient to insure the cohesion of the material than any number of rollers.

2. WASSY

(*a*) *Grading.*

The Wassy Dam is made up of a rather coarse clayey material containing nodules of iron oxide. The proportion of the finer elements is negligible.

(*b*) *Various Characteristics.*

The water content of 25 percent is approximately constant; the specific gravity of the dry material is considerable, exceeding 2.75 and due to the big proportion of iron. The internal-friction angle of about 23° is very regular. In this case there were no difficulties due to the presence of hard elements in the material. Two of the cohesion values obtained, however, had to be rejected; they evidently were

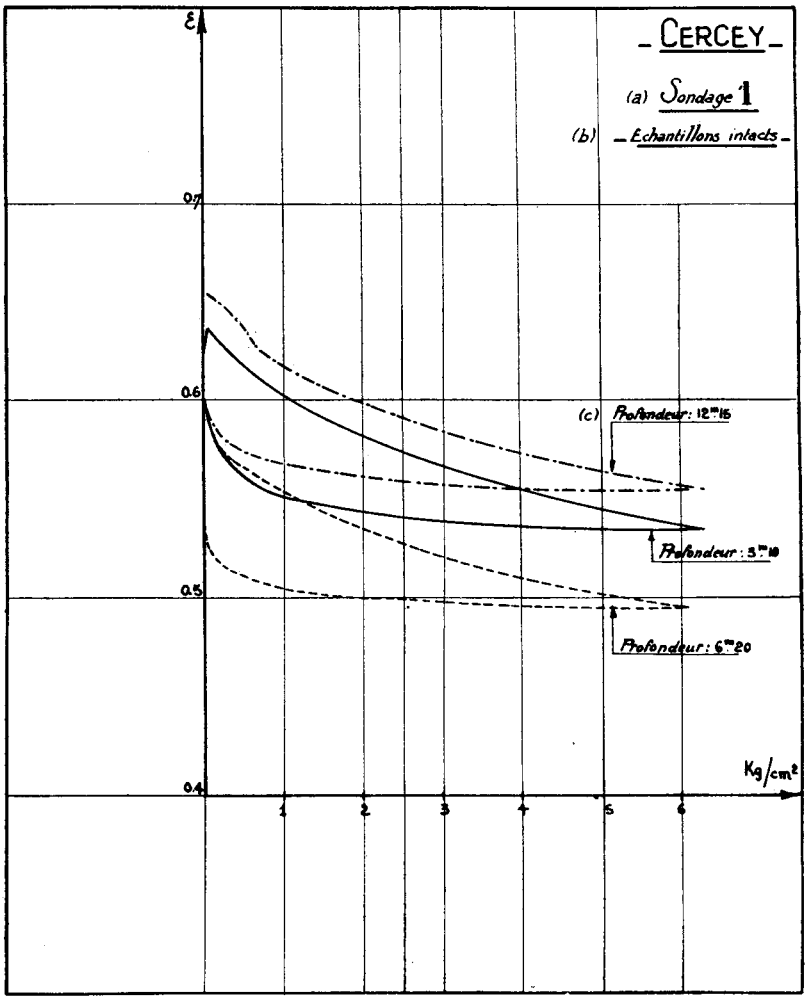


FIGURE 2.—**Cercey Dam. Results of tests and compressibility curves.** — Barrage de Cercey. Résultats des essais et courbes de compressibilité. — Cercey-Talsperre: Versuchsergebnisse und Zusammendrückbarkeits-Kurven. — Presa de Cercey; resultados de los ensayos y curvas de compresibilidad.
(*a*) **Core boring 1.** — Kernsondierung. — Sondeo 1.
(*b*) **Undisturbed samples.** — Unberührte Proben. — Muestras intactas.
(*c*) **Depth.** — Tiefe. — Profundidad.

obtained with samples partially dried, owing to cracks in paraffin during transport. After all the elements whose diameter exceeded 2 mm had been eliminated, the internal-friction angle of the material fell to 19°.

TABLE II.—*Barrage de Wassy*

Level at which the sample was taken—meters	[1] 3	[1] 5.80	[1] 9	[1] 13.20	[1] 15.20	[2] 18
Water content	25.7	25	23	23	23	----
Specific weight of the dry material	2.7	2.7	2.8	2.75	2.8	----
Atterberg's limits:						
Limit of plasticity	19	18	15	15	14	----
Plasticity modulus	27	33	25	27	26	----
Liquidity limit	46	51	40	42	40	----
Undisturbed materials:						
Internal friction angle	27	23	23	23	23	----
Cohesion	100	200	250	X	X	----
Permeability under 1 kg	2.10^{-7}	2.10^{-7}	----	2.10^{-7}	----	----
Handled materials:						
Internal friction angle—days	23	19	19.30	19	16.30	----
Cohesion	0	0	20	30	10	----

[1] Two samples were partly dried; values of cohesion cannot be used.
[2] Compact limestone.

(*c*) *Compressibility and Permeability.*

The Wassy material has a slight permeability of about 2 to 7×10^{-7} cm/min. It is also a highly compressed material due to the partial drying of the inserted water rather than to the quality of compaction of the material, which was rather low.

(3) GROSBOIS

(*a*) *Grading.*

The material is made of green and brown clay, the latter being limy with iron oxide inclusions. The grading of the fine particles differs greatly with the samples. Some corresponding to brown clay, contain scarcely any elements of a diameter less than 1/1,000 mm, others, more sandy, contain as much as 30 percent. Moreover by reason of the large proportion of angular elements of more than 1 mm diameter, the grading of the fine particles fails to give an exact idea of the mechanical properties of the material such as they are to be found in the undisturbed samples.

(*b*) *Characteristics.*

Tests on samples from the Grosbois dam proved to be very difficult on account of the coarse elements contained in its material. The values of the angle of internal friction unobtainable from the undisturbed samples were computed by the plasticity index. The permeability, which is rather low, bears witness to the good construction of the dam.

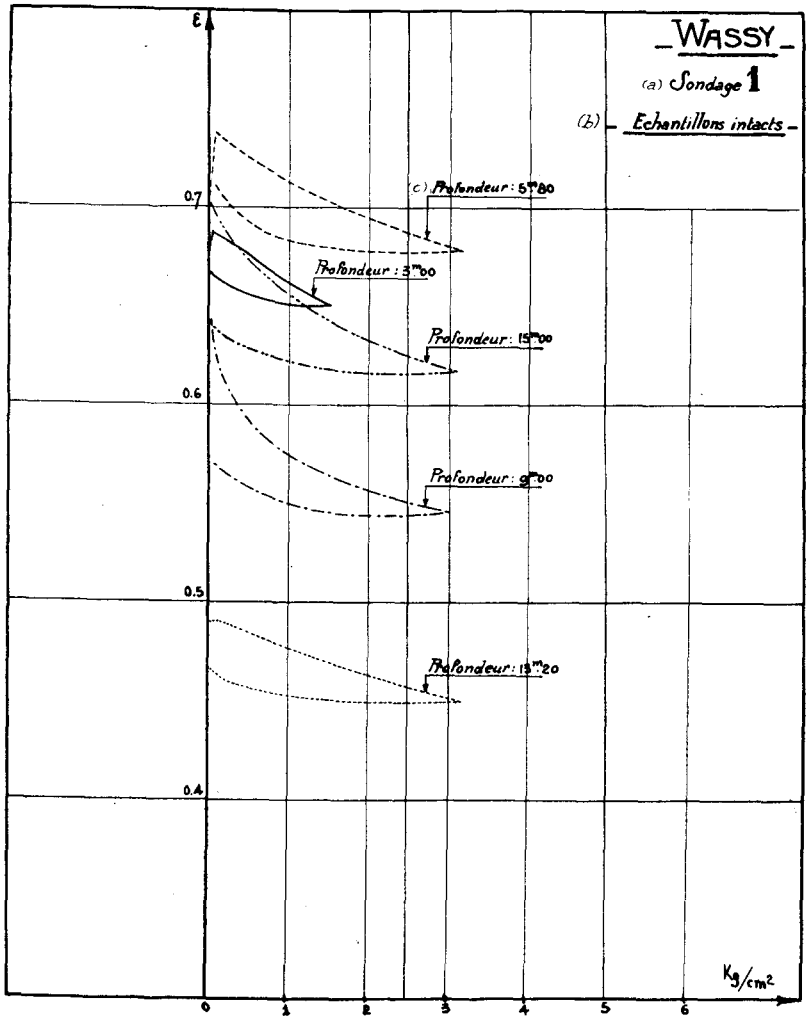


FIGURE 3.—**Wassy Dam. Results of tests and compressibilty curves.** — Barrage de Wassy. Résultats des essais et courbes de compressibilité. — Wassey-Talsperre: Versuchsergebnisse und Zusammendrückbarkeits-Kurven. — Presa de Wassy; resultados de los ensayos y curvas de compresibilidad.
(*a*) **Core boring** 1. — Kernsondierung 1. — Sondeo 1.
(*b*) **Undisturbed samples.** — Unberührte Proben. — Muestras intactas.
(*c*) **Depth.** — Tiefe. — Profundidad.

TABLE III.—*Barrage de Grosbois*

Level at which the sample was taken meters	3.25	6.20	9.10	12.25	15.20	18.50
Water content	21	21	24	22	22	23
Specific weight of the dry material	2.75	2.75	2.75	2.77	2.76	2.76
Atterberg's limits:						
Liquidity limit percent	45	41	44	47	44	45
Plasticity limit percent	23	23	23	22	23	23
Plasticity modulus percent	22	18	21	25	21	22
Undisturbed materials:						
Internal friction angle degrees	26.30	25	27	24.30	25.30	26.30
Cohesion grams	260	----------	230	----------	----------	80
Permeability under 1 kg	2×10^{-7}	8×10^{-7}	8×10^{-7}	----------	4×10^{-7}	6×10^{-7}
Handled materials:						
Internal friction angle degrees	23	25	18.30	19	19	23
Cohesion	0	60	100	60	50	10

NOTE.—Great operating difficulties for undisturbed samples because of the gravel present in the rolled material.

(*c*) *Compressibility.*

Tests on the undisturbed samples showed that the compressibility of the material was very low. The average void ratio is about 0.6; the change in volume between 1 and 6 kg pressure is about 1/100.

4. CHARMES

(*a*) *Grading.*

The samples are made up of a coarse marl mixed with crushed gravel in the proportion of 1 of gravel to 3 of marl. After grains of more than ½ mm had been eliminated, the proportion of elements below 5/100 mm diameter was then 20 percent.

(*b*) *Characteristics.*

The sampling tests from the Charmes Dam also were difficult on account of a large quantity of calcareous elements in the material. One test only succeeded, giving a reasonable, though seemingly high, cohesion value. As with Grosbois, the internal-friction angle obtained with the shearing apparatus had to be completed by means of values deducted from the plasticity ratio. On the contrary, tests carried on material free from elements of above 2 mm diameter gave fairly satisfactory results and an angle of internal friction of about 22° corresponding to the angle of 27° of the undisturbed material.

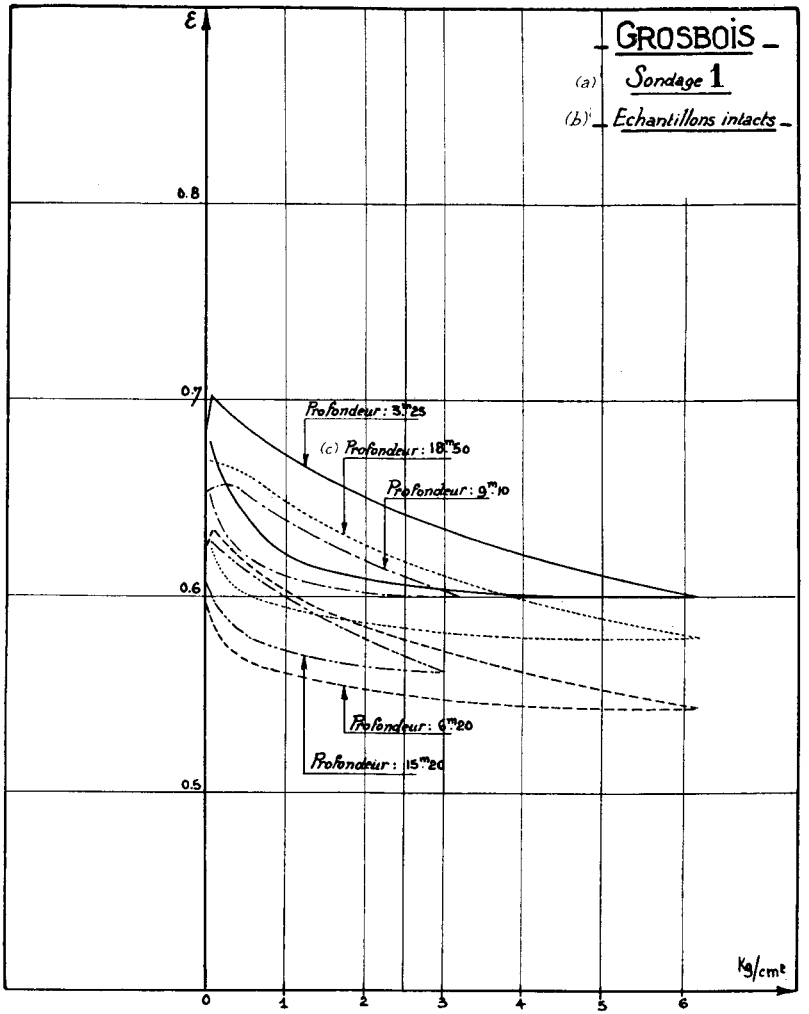


FIGURE 4.—**Grosbois Dam. Results of tests and compressibility curves.** — Barrage de Grosbois. Résultats des essais et courbes de compressibilité. — Grosbois-Talsperre: Versuchsergebnisse und Zusammendrückbarkeits-Kurven. — Presa de Grosbois. Resultados de los ensayos y curvas de compresibilidad.
(*a*) **Core boring 1.** — Kernsondierung 1. — Sondeo 1.
(*b*) **Undisturbed samples.** — Unberührte Proben. — Muestras intactas.
(*c*) **Depth.** — Tiefe. — Profundidad.

TABLE IV.—*Barrage de Charmes*

Level at which the sample was taken meters..	[1] 3.10	[1] 6	[1] 8.60	[1] 12.40	15	[2] 19
Water content.....percent..	31	23	22	23	23	22.5
Specific weight of the dry material.....	2.76	2.76	2.73	2.77	2.76	2.73
Atterberg's limits:						
Liquidity limit.....	36	39	39	40	40	
Plasticity limit.....	19	20	21	21	21	28
Plasticity modulus.....	17	19	18	19	19	17
Undisturbed materials·						11
Internal-friction angle.....degrees..	26.30	26	26	27.30	26	28.30
Cohesion.....grams..	.....	.....	.....	290	.....	.....
Permeability under 1 kg.....	.....	.....	2×10^{-7}	.....	.....	.....
Handled materials:						
Internal-friction angle.....degrees..	20.30	23	23.30	20	25	.....
Cohesion.....	0	130	100	50	30	.....
Permeability under 1 kg.....	.....	2×10^{-6}	$8-10^{-7}$	.....	7×10^{-7}	.....

[1] The material included gravel. Tests on undisturbed material very difficult.
[2] Natural soil.

(*c*) *Compressibility and Permeability.*

On account of a high percentage of solid material, tests could not be carried out on all the undisturbed samples. The curves obtained show that the material of the fill is in a state of desiccation, corresponding with a compression far higher than that which a simple compaction would have yielded. It seems certain that water in the body of a dam partially evaporates, provoking capillary pressures on the surface of the dam, the effect of which is to compress the mass and reduce the volume to the compression point, observed on undisturbed samples.

The permeability is very low 10^{-6} and 10^{-7} as in the other dams studied and proves that the compaction was a good one.

The materials of the different dams studied thus show similar characteristics. Their outstanding feature is their cohesion, which is high in all cases and corresponds to the pressure under which the material has consolidated. This pressure is internal and due to the action of the water within the capillary canals of fine grained material. It is produced during the progressive drying of the latter.

TABLE V.—*Wassy*

$\varphi=23°$ $C=0.200$ $\Delta=0.208$

Elements	1	2	3	4	5	6
Weight of the elements (T).....	17.9	43.2	52	49.5	39.5	20.8
Cohesion (T).....	16	13	10	8.8	8.4	8
Total uplift pressure (T).....	21.6	54	62	54.5	52.1	49.6
Difference between lateral thrusts (T)....	15.05	29.55	20.7	3.6	−22.1	−34.5
Force parallel to the face (T).....	−8	+0.5	+7.1	+11.3	+36	+38.4
Reaction (T).....	−2.7	−3.5	−7.9	−10.5	−34	−51
Reaction per unit of surface (kg/cm²).....	−0.034	−0.034	−0.158	−0.240	−0.810	−1.275
Reaction allowable for the resistance of the material (kg/cm²).....	−0.575	−0.575	−0.575	−0.575	−0.575	−0.57

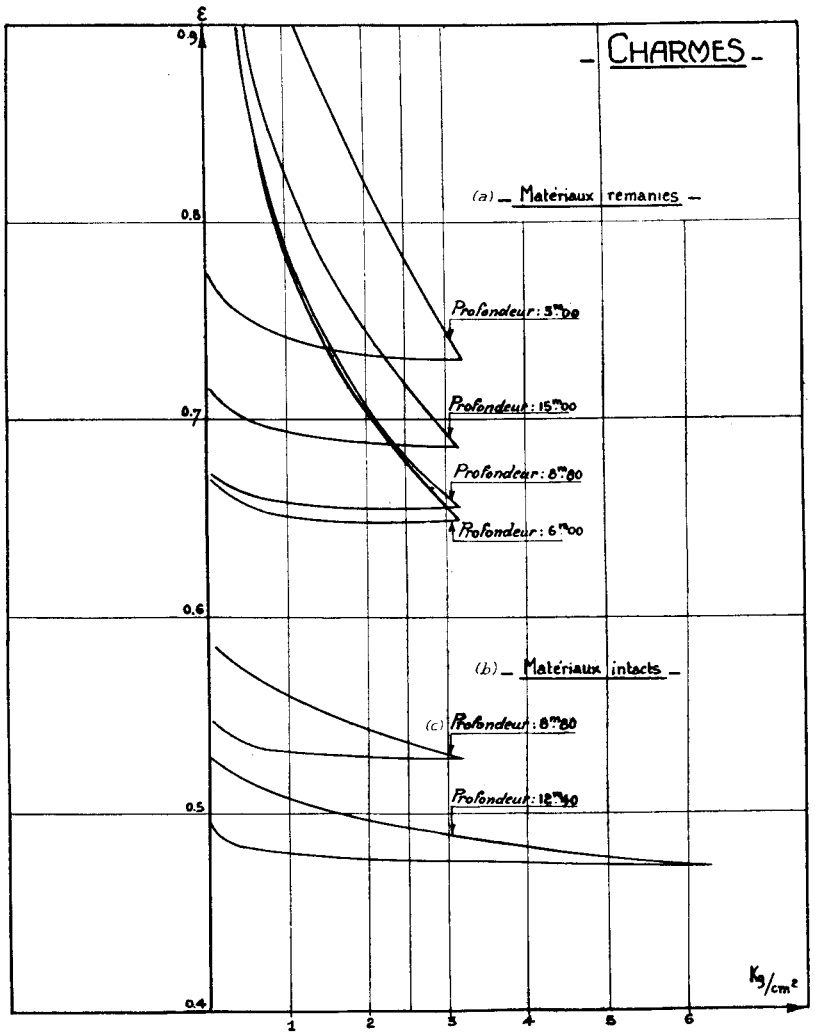


FIGURE 5.—**Charmes Dam. Results of tests and compressibility curves.** — Barrage de Charmes. Résultats des essais et courbes de compressibilité. — Charmes-Talsperre: Versuchsergebnisse und Zusammendrückbarkeits-Kurven. — Presa de Charmes. Resultados de los ensayos y curvas de compresibilidad.

(*a*) **Handled materials.** — Untersuchte Stoffe. — Materiales manejados.
(*b*) **Undisturbed materials.** — Unberührte Stoffe. — Materiales intactos.
(*c*) **Depth.** — Tiefe. — Profundidad.

The incorporation of crushed elements in the clay rendered the tests less regular than they are for homogeneous clays.

Conclusions

The above are the results obtained during the determination of earth-dam characteristics. In every case the embankments were made up of compact clay, improved by means of included solid elements corresponding to the relatively high internal-friction angle and cohesion values. Nevertheless these dams have sustained slidings which a summary acquaintance with their features would lead one to suppose impossible. A brief historical survey shows that all these accidents occurred during reservoir discharge; save the second accident to Cercey which was due, in reality, to insufficient repair in 1842. In these circumstances attention must be paid to an essential feature of earth-dam stability which is the internal pressure exerted within the mass of the dam during reservoir discharge.

Application of Classical Formulas for Earth-Dam Computations

The fixing of the features of constituent materials for earth dams is not an end in itself. What is essential is to determine whether a dam made of given materials is liable to slide or not. The object of the eminent engineers, who have worked on earth-dam stability, was to settle formulas or methods of graphic integration, capable of fixing the stability of a dam, given the coefficients of its constituent materials. All these means of computation presuppose a homogeneous, isotropic material, given angles of internal friction and cohesion, and structures subjected simply to their own weight and the interreaction of their different parts. Certain authors admit Résal's hypothesis supposing that in an embankment limited by an inclined plane, the stresses acting on the vertical elements are parallel to the free surface; while others, M. Caquot [6] in particular, have given formulas calculating the theoretical sliding curve with the necessary approximation. If these forms and calculation methods as well as the one due to Fellenius [7] are applied to the dams studied, they quite fail to explain the accidents sustained.

Take for example the Charmes Dam, which provided the matter of M. Frontard's [8] exhaustive study. Our tests on the undisturbed material gave the following results: $\varphi=27°$, $c=200$ g/cm^2. If M. Frontard's graphics are applied, it will be seen that for $\varphi=26°$ and $c=200$ g the critical height of a dam, having an upstream declivity of 3/2 would be 28.80 m.

M. Caquot's method for fixing the critical height of a dam gives more optimistic results. M. Caquot starts from a height Z, defined by $Z=\frac{10c}{\omega \cos \varphi}$ where ω is the specific weight of the material and a coefficient equal to 1.36 for:

$$Z=\frac{2/3}{0.465}=1.43$$

and geometrically determines the critical height h.

[6] *Caquot: Équilibre des massifs à frottements internes, Paris, 1934.*
[7] *Fellenius: Erdstatische Berechnungen, Berlin, 1927.*
[8] *Frontard—1er Congrés des Grands Barrages.*

This method gives for $\varphi=25°$ and $C=200$ g/cm^2, $Z=14$, and $h=48$ m.

It will be observed that these formulas, doubtless fairly accurate for dams free from internal pressures, would lead one to suppose that dams like that of Charmes, which gave way at the first considerable discharge, were perfectly secure. M. Frontard mentioned in his 1933 and 1936 reports the influence of internal hydrostatic pressures during discharges. The examination which follows shows that these pressures have been the cause of all the accidents sustained by French earth dams to date.

TABLE VI.—*Charmes*

$\varphi=27°$ $C=0.250$

Elements	1	2	3	4	5	6	7
Weight of the elements (T)	27.3	53.4	68.5	69.0	58.9	40.0	13.8
Cohesion (T)	17.25	16.75	11	11.25	10.5	10	10
Total uplift pressure (T)	17.9	55.3	48	49.2	45.8	43.6	43.6
Difference between lateral thrusts (T)	15	35.8	36.2	10.5	−12.5	−31.5	−53.5
Force parallel to the face (T)	−7	+4	−7.2	−0.3	+16.2	+26.2	.....
Reaction (T)	+6.4	+6.8	+29.2	+19.8	2.8	−13.2	.....
Reaction per unit of surface (kg/cm^2)	+0.090	+0.101	+0.653	+0.440	+0.067	−0.330	.....
Reaction allowable for the resistance of the material (kg/cm^2)	−0.560	−0.560	−0.560	−0.560	−0.560	−0.560	−0.560

TABLE VII.—*Cercey*

$\varphi=25°$ $C=0.200$

Elements	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Weight of the elements (T)	7.66	12.40	14.6	15.8	15.7	14.5	12.4	9.7	6.4	2.4
Total uplift pressure (T)	17.4	14.7	19.2	18.9	19.5	19	18.6	18.6	18.6	18.6
Cohesion (T)	8.2	4.8	4.8	4.4	4.2	4.10	4	4	4	4
Difference between lateral thrusts (T)	11.2	6.1	6.3	4.2	1.2	−1.1	−3.7	−5.9	−6.9	−11.2
Force parallel to the face (T)	−6.45	−2.3	−0.95	+0.85	+2.9	+3.2	+6.1	+10.1	+7.4	.....
Reaction (T)	−7.8	−1.5	−4.5	−3.5	−4.65	−7	−11	−16.4	−18.9	−24.1
Reaction per unit of surface (kg/cm^2)	0.189	0.062	0.187	−0.120	−222	−0.386	−0.545	−0.820	−0.945	−1.20
Reaction allowable for the resistance of the material (kg/cm^2)	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440	−0.440

TABLE VIII.—*Grosbois*

Elements	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Weight of the elements (T)	11.7	21.8	22.2	22.8	23.2	22.4	22.9	23.6	22.8	21.1	18.6	15.7	11.7	7.5	2.7
Total uplift pressure (T)	8.6	14.55	20	22.6	23.2	25.7	28.3	30.2	31.2	30.2	30.3	32.5	30.9	30.8	31.4
Cohesion (T)	12.72	8.06	7.28	6.75	5.97	5.97	5.97	5.85	5.71	5.33	5.20	5.46	5.20	5.20	5.20
Difference between lateral thrusts (T)	6.85	11.32	10.63	10.1	4.5	5.7	8.9	6	0.5	−4.5	−3.8	−9.2	−12.8	−18.1	−16.1
Force parallel to the face (T)	−8	−1.8	−1.25	−0.7	+2.3	+2.5	------	------	+5	+8.4	+7.9	+16.1	+19.8	+31.4	+34.8
Reaction (T)	−4.6	+12.8	+3.80	+1.9	−1.4	−4.6	−4.6	−7.3	−11.0	−13.4	−16.6	−25.5	−29.6	−39.7	−50
Reaction per unit of surface (kg/cm²)	−0.091	+0.413	+0.136	+0.073	+0.059	−0.200	−0.200	−0.324	−0.500	−0.655	−0.830	−1.215	−1.480	−1.955	−2.440
Reaction allowable for the resistance of the material (kg/cm²)	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620	−0.620

Internal-friction angle $\varphi=25°$ Cohesion 0.250 kg/cm².

In order that the difference between the stability conditions of dams submitted to hydrostatic pressures and those which simply repose on the soil and support their own weight may be appreciated, the cross section of the sliding surface of the Grosbois Dam kindly provided by M. Pelissonier, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, is given in figure 9 as it was when the accident occurred. We have tried to determine the characteristics of a soil which would produce a slide on a dam like the one of Grosbois.

According to M. Frontard's theory, the angle of the sliding curve and the upstream embankment should be equal to $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ at the base of the latter, φ being the angle of internal friction of the material constituting the dam. In the case of Grosbois, this angle is 33°, hence $\varphi=24°$, which approximation would be highly acceptable, yet results obtained are much less satisfactory if we try to compute the cohesion knowing another point of the sliding curve observed. This method gives a cohesion of 50 g, which is certainly very inferior to the Groisbois material.

The knowledge of the sliding curve of the Grosbois dam allows Fellenius' method to be very simply applied. By assimilating the sliding curve to a circle, the center of the circle may be determined graphically so that there is but slight difference between the curve observed and the circle. Assuming the embankment angle to be 30°, the equation of Fellenius enables one to fix the corresponding values of φ and C. The cohesion value is thus found to be 170 g/cm^2, which is approximately the value obtained. But $\varphi=14°$ is certainly less than the real angle of the material.

M. Caquot's theory allows us when given the height and the inclination of the upstream facing of a dam, for the different values of the angle of internal friction, to determine the corresponding cohesion values. So, for a dam height of 17 m as the one of Grosbois, and an inclination of 30° for:

$\varphi=10°$	$C=220$ g/cm^2
$\varphi=15°$	$C=150$ g/cm^2
$\varphi=20°$	$C=85$ g/cm^2
$\varphi=25°$	$C=45$ g/cm^2

Experiments show that if, instead of cohesion and internal friction angle, the shearing resistance be considered, the different theories agree. But their common result does not fit with experience, which shows that a factor exists which must be considered; the internal hydrostatic pressure within the fill is a factor which, underestimated to date, must be taken into account in present calculations. It is introduced below in the fixing of earth-dam stability.[9]

[9] *In a report prepared for the Congress on Large Dams, 1936, M. Frontard indicates a means of accounting for the reduction of the apparent internal friction angle, in the case of dam material subject to internal hydrostatic pressure, which allows for comparing calculations on dams after the rapid lowering of the water level with calculations on dry dams.*

Graphic Determination of the Stability of a Dam

(a) integral discharge

The following study is based on the fact that when an earth dam has been in use for some length of time, water begins to filter through the embankment; after a further lapse of time a stable condition of laminary drainage appears following Darcy's law. The conditions accompanying this flow in the case of permeable dams provided the subject matter of a remarkable paper submitted by M. de Vos to the first Large Dam Conference. When the water level in the reservoir is lowered, the water inside the dam and the facing shows a tendency to change its direction and return to the reservoir.

The fluid streams, instead of taking uniformly the downstream direction, will incurve upstream, the curves starting at the low level of the reservoir to climb along the upstream facing, and then go down to the downstream side. The lowering of the water level in the reservoir being fast relative to the speed of flow through the dam, the top of the trajectory of the liquid will be near the original water level during a long period of time. It will stay close to the upstream facing of the dam. Only after some time do the fluid streams flatten, until they join the direct line, going from the lowered water level to the downstream facing of the dam.

This water is under pressure in proportion to the excess liquid, corresponding to the compressibility of water under the original water level. The compressibility of water being very small, the amount of water to eliminate to reestablish the pressure balance, is small too, and the danger of falling diminishes progressively.

Nevertheless, in case of rapid discharge, some part of the dam, for instance a part limited by vertical planes, one parallel to the axis of the dam, two perpendicular to this axis, and a base surface having the form of a sliding plane, will be submitted, by the presence of water under pressure included in the dam, to a hydrostatic thrust. This thrust will appear as a stress applied to the lower part of the element and tending to lift it. This stress will be subtracted from those which, like the shearing resistance of the material, assure the adherence of the two parts of the embankment located under and over the sliding plane.

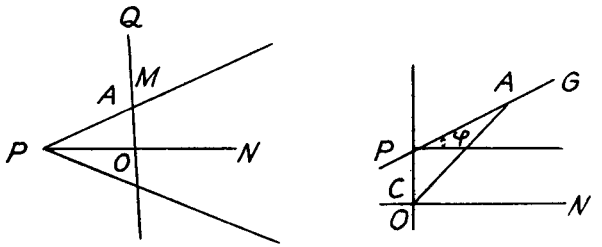
It is obvious why the values calculated for cohesion and angle of internal friction, if computed from a real sliding curve observed after an accident upon the discharge of a reservoir, correspond to shearing resistance values far lower than the ones measured on a sample, in which equilibrium between the included water and the external pressure exists before test.

To get closer to the phenomenon, we entered upon a graphical study of the equilibrium of a dam; such as the one of Grosbois, whose sliding curve was noted.

Let us consider the following hypotheses: We shall suppose that the discharge of the reservoir is made instantly, and that we want to determine the equilibrium conditions at the moment immediately following.

The water included in the dam has not yet begun to flow, and the pressures in every point are the same as when the reservoir was full.

We are going to limit our study to the zone close to the upstream facing. We shall suppose, and this will be the second hypothesis, that the internal pressure at a point can be calculated in a very slightly permeable embankment, as in a permeable mass, as a function of the free liquid surface supposed to be horizontal. This is not absolutely correct, because inside the dam the fluid streams progressively lose some of their charge, but it is impossible to calculate it. Further, we will place ourselves at the moment just preceding the occurrence of a slide. The equilibrium is then in a limit-equilibrium state. In regard to it, we can make a preliminary observation which will help us to expound the fact graphically.



Let O be a point of the sliding plane, OA the stress acting on the surface element around O, G the characteristic curve of the material under consideration. At the moment, the stress OA corresponds to a limit equilibrium. Its extremity is on the characteristic curve (C). It will suffice to take from the point O a length OT in the plane of the element, equal to the cohesion c, and to lay out from this point a straight line making an angle, φ, with the normal to the element. The extremity of the vector OA will be necessarily on this line. Another factor will be sufficient to give the vector OA in direction and size. This set, let us study the equilibrium of the part of the dam over the sliding surface. We will study the problem in two dimensions, in straight section normal to the dam.

We will consider the volume limited by two vertical planes AC, BD, by the upstream face of the dam AB and an element of the sliding surface CD and will investigate the equilibrium of this volume (fig. 6).

The dam is constructed of a coherent but slightly permeable material. We suppose that the water level is suddenly lowered from the maximum level corresponding to the point P, to the initial level. The entire embankment near the upstream face is still completely saturated with water, under a pressure corresponding to the level P, and this water thrusts on the faces AC, CD, BD of the element.[10]

These forces on the faces AC, BD are horizontal, those on the face CD normal to it.

As we do not take into account the losses of charge due to the slight permeability of the dam, the thrusts are the same as would occur to the faces immersed in a liquid mass, whose surface would be at the level of point P. Consequently all three thrusts are exactly known.

[10] *See figures.*

Besides the thrusts, the element *ABCD* is submitted to its weight *G*, necessarily vertical and known.

On the vertical faces, stresses are exerted due to the body of the dam being considered as a mass in equilibrium.

Let us admit the hypothesis of Rankine; that these stresses are parallel to the facing.

The force exerted on the surface *CD*, which corresponds to a limit equilibrium, has its extremity on a line marking an angle with the normal to the element. Analysing, as we have done above, this force into its components, one sees that one can lay out the polygon of forces acting on the element *ABCD*; in fact, the weight *G* of the element is known; the thrusts *H*, *H'*, *H''* on the three faces in the hypotheses we have made are known; the thrusts of the dam material on the vertical faces *F'*, *F''* are parallel to the free surfaces, which means that their directions are known. Finally the stress due to the mass of the dam acting on the sliding surface is the result of two components, one equal to the cohesion and parallel to the direction of the considered element, the other making an angle with the normal to this element equal to the angle of internal friction of the soil.

The fact that the polygon of forces is closed means that the equilibrium is limit equilibrium. It determines, on one side, the absolute value of the stress on the element *CD*, on the other side the difference between the two constraints *F'*, *F''*, both due to the action of the mass in equilibrium and acting on the vertical faces of the element.

The graphical construction above gives the equilibrium conditions of any element *ABCD* limited at its top by the upstream facing of the dam; below by the gliding surface, supposed to be known, and sidewise by two vertical planes. In case the sliding surface is known, it is possible to break down the volume between it and the upstream facing of the dam, into a sufficient number of elements to be able to consider as plane, the surface portions of the sliding surface, to which is going to be applied the stress *H;* the direction and the magnitude of this being thus determined.

The forces *F* are determined point by point. The funicular polygon of the top element determines the force F''_1 since F'_1 is zero. F''_1 is equal and opposed in direction to the force F''_2 of the second element. Knowing F'_2 and the difference $F''_2 - F'_2$, F''_2 is deduced and so on, point by point down to the foot of the dam.

In the same way, the force *R* exerted by the mass of the dam on every element below the sliding surface, will be known in magnitude and direction.

In accordance with the direction in which they are acting they will correspond to tensions or compressions exerted on the dam material.

Our construction obviously supposes that the intrinsic curve of the studied materials remains straight for the stresses corresponding to tensions.

This certainly is not always true, but tests carried out at our laboratory to determine the shearing resistance of clays lead us to think that this hypothesis is not far from the truth.

If the compression can be as strong as one wants and its direction is inside the angle formed by the two branches of the intrinsic curve,

the tension is forced to be limited to the point P, the top of the curve. So if the point A is at the left of M, MA must be inferior to MP: if not, there is rupture along the surface CD.

This is to say, that the equilibrium of the dam along the sliding surface considered will be possible as long as the different stresses acting upon the elements of this surface are compressions, or if they are tensions the extremity of the considered vector should be placed between the point M and the top of the angle formed by the intrinsic straight lines.

If, when laying out successive polygons starting at the top of the dam and corresponding to every element of the dam, the stresses increase while descending, it means that the under pressures increase. A point is reached where they exceed the tensile resistance of the material beyond which, if the calculation is continued, they continually increase.

This shows there are incompatibilities, and that from a given point to the extremity of the sliding curve, internal ruptures, which will favor the sliding, will occur in the material.

(B) CASE OF PARTIAL DISCHARGE

Let us study now what happens if instead of complete discharge the water plane is lowered to an intermediate level. Our argument is based on the condition of introducing for all the elements below this level the corresponding pressure, and we admit that the most probable sliding surface is independent of the final water level in the reservoir.

In this way the equilibrium can be calculated for discharges, always supposed to be instantaneous but more and more complete, the lower level corresponding to the limit of each successive element, taken starting at the top of the dam. In this way the statement can be made that in proportion to the more and more complete discharges, the stresses in R which were first compressions become tensions which progressively increase during the lowering of the water level. At a certain low level near the base of the sliding curve, the stress will exceed the resistance limit of the material. It means that from this moment the body of the dam will begin to split and deformations will occur at its foot. If the discharge is continued, the stress will exceed resistance in more and more elements.

The deformation of the dam will become more and more important; a moment will come, when the upper part of the sliding curve will be carried down, and when the dam will really slide.

This shows that if we know the most probable sliding surface, it is possible, by admitting some simplifying hypothesis, to study in a systematic way the effects of rapid discharge on the stability of the dam.

For dams made of impermeable clayish material, even if the stability is perfectly certain before filling of the reservoir or during the filling, a certain water level exists, below which it is not safe to discharge the reservoir rapidly and risk the building up of stresses on the material at the foot in excess of its resistance. This does not mean that every time the dam is discharged below this limit an

accident necessarily will happen; we have, in effect, supposed instantaneous discharge, which is practically never realized.

On the contrary, in most cases the discharge will be slow enough to let the water under pressure decompress inside the dam. But the case under study is an extreme case showing the worst equilibrium conditions. We shall see in some particular cases that these conditions have sometimes been realized.

Application to Certain Particular Cases

1. Dams of Charmes and Wassy

We will examine together the cases of the dams of Charmes and Wassy. These dams have the same profile: Inclination 3/2 for the upstream embankment and 1.9/1 for the downstream embankment, nearly the same height—15.10 m for Charmes, 15.75 m for Wassy—and nearly the same material corresponding to the following characteristic coefficients:

For Wassy: $\varphi = 23°$ $C = 200$ g/cm^2
For Charmes: $\varphi = 27°$ $C = 280$ g/cm^2

As sliding curve for Wassy, we will take the one deduced from the plottings made by Mr. Mongin after the accident of 1882.

The one of Charmes was plotted with precision by Mr. Frontard in 1909. They are almost alike.

The accident of Wassy occurred while there was 5.50 m of water remaining in the reservoir, the one of Charmes while there was 6 m of water remaining. This is more than a coincidence. To demonstrate it, we have divided the total height of each dam into equal parts, and we have made calculations of the reaction per square centimeter of the sliding surfaces for a lowering of the water level from 15 m to 6 m in the case of Charmes and from 15.75 m to 5.50 m in the case of Wassy.

The accompanying tables show that this reaction is in the case of Charmes a compression for the five first divisions, a tension smaller than the tensile resistance for the sixth division, and a tensile stress in excess of the resistance of the material in the seventh division. In the case of Wassy, we have tension exceeding the resistance of the material in the last two divisions.

This shows in the case of Charmes as well as in the case of Wassy that the accident happened at the moment when the action of internal stresses on the dam material began to exceed its resistance limit.

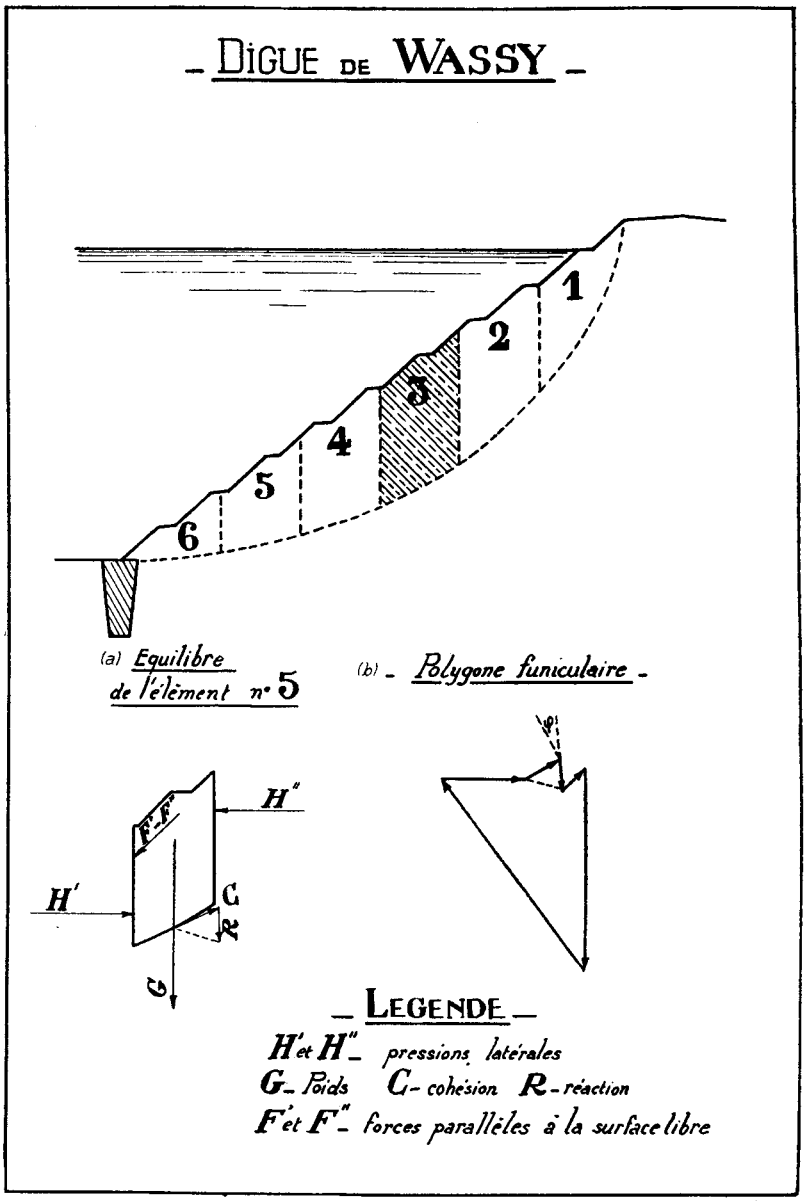


FIGURE 6.—**Graphical study of the stability of Wassy Dam.** — Étude graphique du barrage de Wassy. — Graphische Untersuchungen der Stabilität der Wassey-Talsperre. — Estudio gráfico de la presa de Wassy.

(*a*) **Equilibrium of element no. 5.** — Equilibrium von Element Nr. 5. — Equilibrio del elemento no. 5.

(*b*) **Line polygon.** — Seilpolygon. — Polígono funicular.

H' and *H''*, **lateral pressure.** — Seitlicher Druck. — Presión lateral. *G*, **Weight.** — Gewicht. — Peso. *C*, **Cohesion.** — Kohäsion. — Cohesión. *R*, **Reaction.** — Reaktion. — Reacción. *F'* and *F''*, **Force parallel to the face.** — Kraft, parallel zur Oberfläche. — Fuerza paralela a la superficie libre.

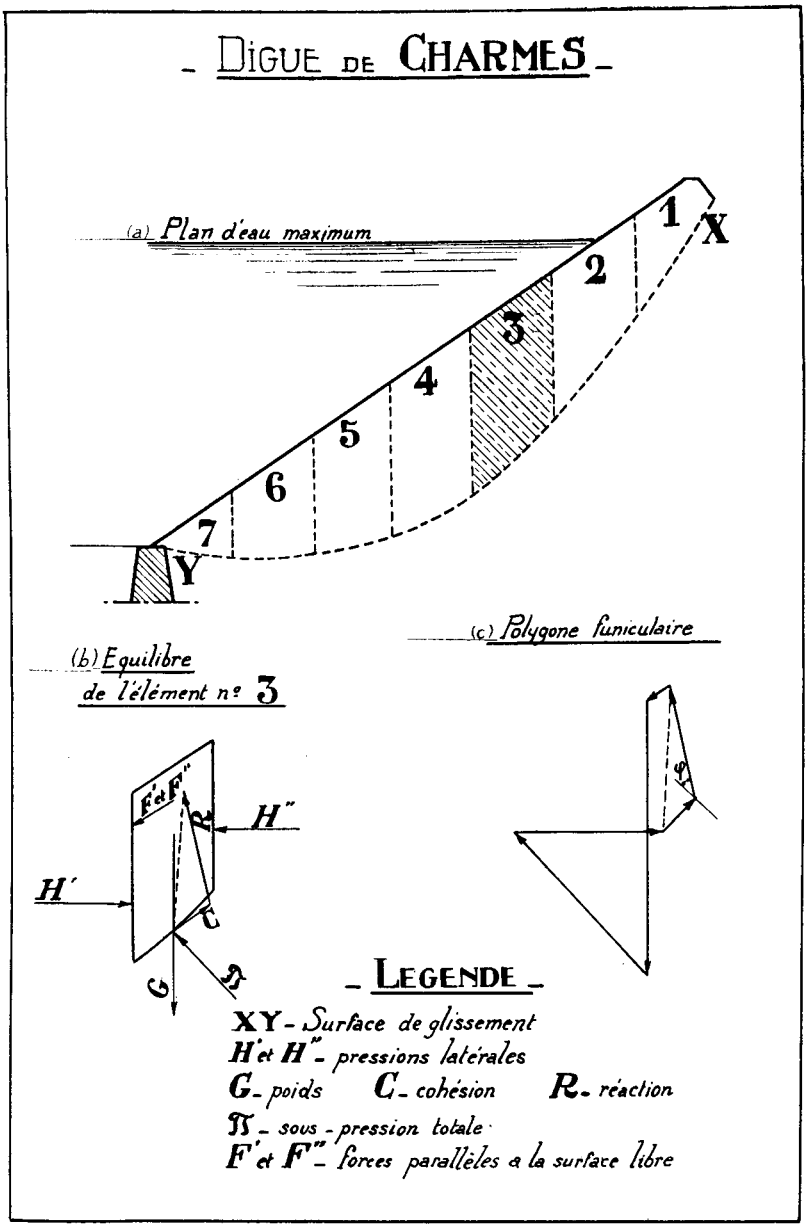


FIGURE 7. **Graphical study of the stability of Charmes Dam.** — Étude graphique du barrage de Charmes. — Graphische Untersuchungen der Stabilität der Charmes-Talsperre. — Estudio gráfico de la presa de Charmes.
(*a*) **Maximum water level.** — Höchster Wasserstand. — Nivel máximo del agua.
(*b*) **Equilibrium of element no. 3.** — Equilibrium von Element Nr. 3. — Equilibrio del elemento no. 3.

2. DAM OF CERCEY

We have made the same diagram for the Cercey Dam, taking as characteristic coefficients the ones found by our tests,

$$\varphi = 25° \qquad C = 200 \text{ g/cm}^2$$

and admitting a rapid discharge, which would bring the reservoir level 2 meters over the apron. We have divided the upstream facing into 10 equal parts and considered the equilibrium of the 10 elements between this facing and the sliding surface as it was plotted at the time by the engineers in charge of the maintenance of the dam. In taking account of the internal pressures acting within the embankment and of the pressure of the water in the reservoir, one sees that at the moment the accident happened, only the two last divisions were submitted to stress exceeding the resistance of dam materials. If the water had been lowered still more, the rupture zone would progressively extend until sliding occurred.

3. GROSBOIS DAM

We have finally applied the same method to the case of integral discharge of the Grosbois Reservoir which resulted in the accident of 1921.

We do not have the case of a rapid discharge as this discharge went on for 6 months.

We took as characteristic coefficients of the Grosbois material:

$$\varphi = 25° \qquad C = 250 \text{ g/cm}^2$$

and we have examined the equilibrium conditions of 15 equal elements between the facing and the sliding surface, as plotted by Mr. Pelissonier.

Supposing that the internal pressures acted integrally, the constraints acting on the divisions 1 to 5 will be compressions, tensions less than the tensile resistance from the fifth to the eleventh and finally tension higher than the tensile resistance of the material from the eleventh to the fifteenth division. So, if the discharge had been instantaneous and complete, a whole zone near the foot of the dam would have been submitted to the efforts of nature to provoke internal splitting of the material, and the sliding would have taken place earlier. In fact, the water level had been stationary during a few months at 5 m under the maximum level before it was lowered definitely. This explains why the dam resisted much better than our calculation would indicate.

(c) **Line polygon.** — Seilpolygon. — Polígono funicular.
XY, **Sliding surface.** — Rutsch-Oberfläche. — Superficie de deslizamiento.
H' and H'', **lateral pressure.** — Seitlicher Druck. — Presión lateral.
G, **Weight.** — Gewicht. — Peso.
C, **Cohesion.** — Kohäsion. — Cohesión.
R, **Reaction.** — Reaktion. — Reacción.
π **Total uplift pressure.** — Gesamter Auftriebsdruck. — Subpresión total.
F' and F'', **Forces parallel to the face.** — Kraft, parallel zur Oberfläche. — Fuerza paralela a la superficie libre.

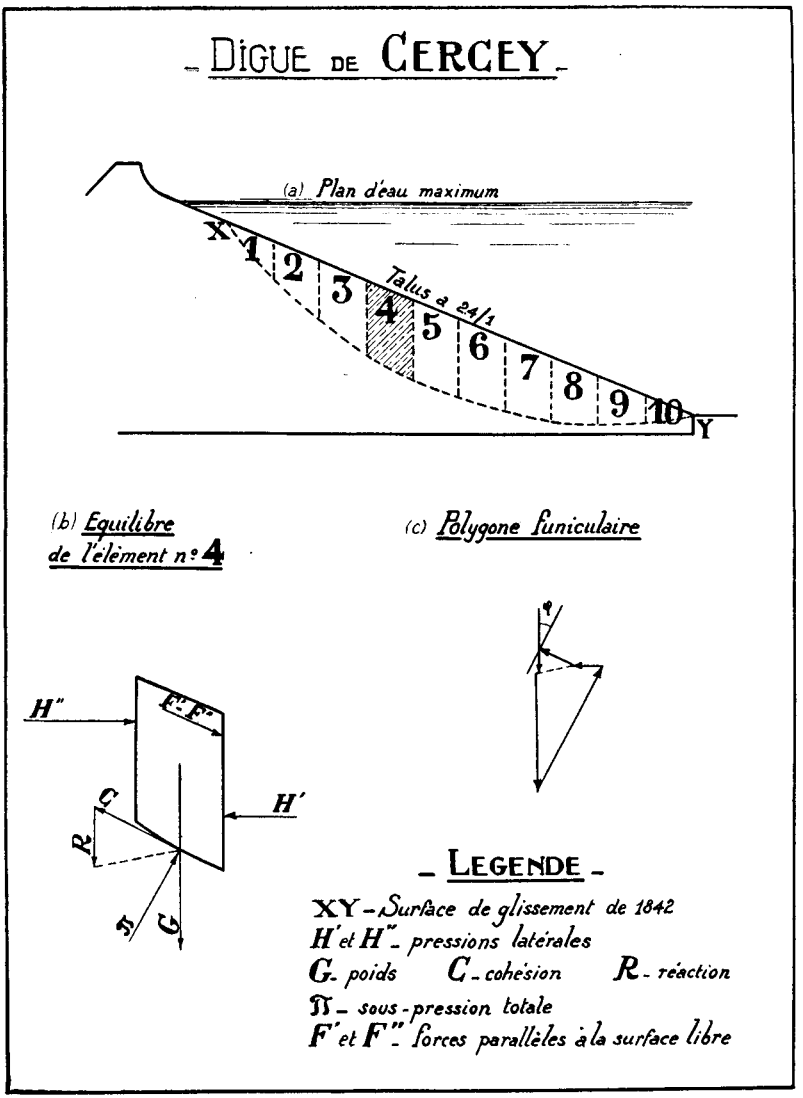


FIGURE 8.—**Graphical study of the stability of Cercey Dam.** — Étude graphique du barrage de Cercey. — Graphische Untersuchungen der Stabilität der Cercey-Talsperre. — Estudio gráfico de la presa de Cercey.
(*a*) **Maximum water level.** — Höchster Wasserstand. — Nivel máximo del agua.
(*b*) **Equilibrium of element no. 4.** — Equilibrium von Element Nr. 4. — Equilibrio del elemento no. 4.
(*c*) **Line polygon.** — Seilpolygon. — Polígono funicular.
XY, **Sliding surface 1842.** — Rutsch-Oberfläche 1842. — Superficie de deslizamiento 1842.
H' and *H''*, **Lateral pressure.** — Seitlicher Druck. — Presión lateral.
G, **Weight.** — Gewicht. — Peso.
C, **Cohesion.** — Kohäsion. — Cohesión.
R, **Reaction.** — Reaktion. — Reacción.

The study of the particular cases which has been undertaken shows that our simplifying hypotheses allow us to determine in every case a limit level below which a rapid discharge may produce sliding of the dam.

As we did not take account of the losses of charge inside the mass due to the low permeability of the dam, nor of the fact that a discharge never is instantaneous, and consequently that the included water is no longer at the moment of sliding in the same conditions as at the start of the discharge, the figures which we have arrived at have a certain margin of security.

We have seen that this margin is sometimes very narrow, and that, especially, the accidents of Charmes and Wassy happened after rapid discharge nearly at the point where our calculations revealed splitting in the material in a certain part of the sliding curve.

Application to Study of an Earth Dam Design

We have seen up to this point that the application of the classical calculation formulas do not guaranty the stability of an earth dam in case of rapid discharge.

We have studied, apart from experimental data obtained in the laboratory, the stability of a certain number of dams which had accidents, and which had their sliding curves plotted during the reconstruction work. We have confirmed in the different cases that these dams, extremely stable before the filling of the reservoir and as long as the water level rose or remained at its maximum, became unstable in case of rapid discharge; we have pointed out a method which, knowing the sliding curve and the characteristics of the material of which a dam is built and the water level, permits the determination, in case of rapid discharge of the equilibrium of the work. It is indispensable to be able to apply this method to a dam to which accidents have not yet occurred to know if there is a level below which further discharge of the reservoir would be dangerous, and also to apply it to dam designs to be sure they do not carry elements of danger.

This research becomes simple when we know the sliding curve along which an accident would happen. Unfortunately, the determination of this curve is very difficult, its outline depending on the initial and final water level in the reservoir.

To obtain the exact equation, we should take up again the computation of Mr. Frontard based on Resal's hypothesis, which we have used ourselves, and introduce into it the internal forces which further complicate the solution of the equations.

It seems more simple to admit, as does Fellenius, that the sliding curves may be regarded as circles passing through the foot of the dam and cutting its top near the upstream facing. If we couple this condition with the one indicated by M. Frontard, who contends that the circles should make an angle of $\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ with the upstream face at its foot, the sliding curve will then be well defined.

π **Total uplift pressure.** — Gesamter Auftriebsdruck. — Subpresión total.
F' and F'', **Forces parallel to the face.** — Kraft, parallel zur Oberfläche. — Fuerza paralela a la superficie libre.

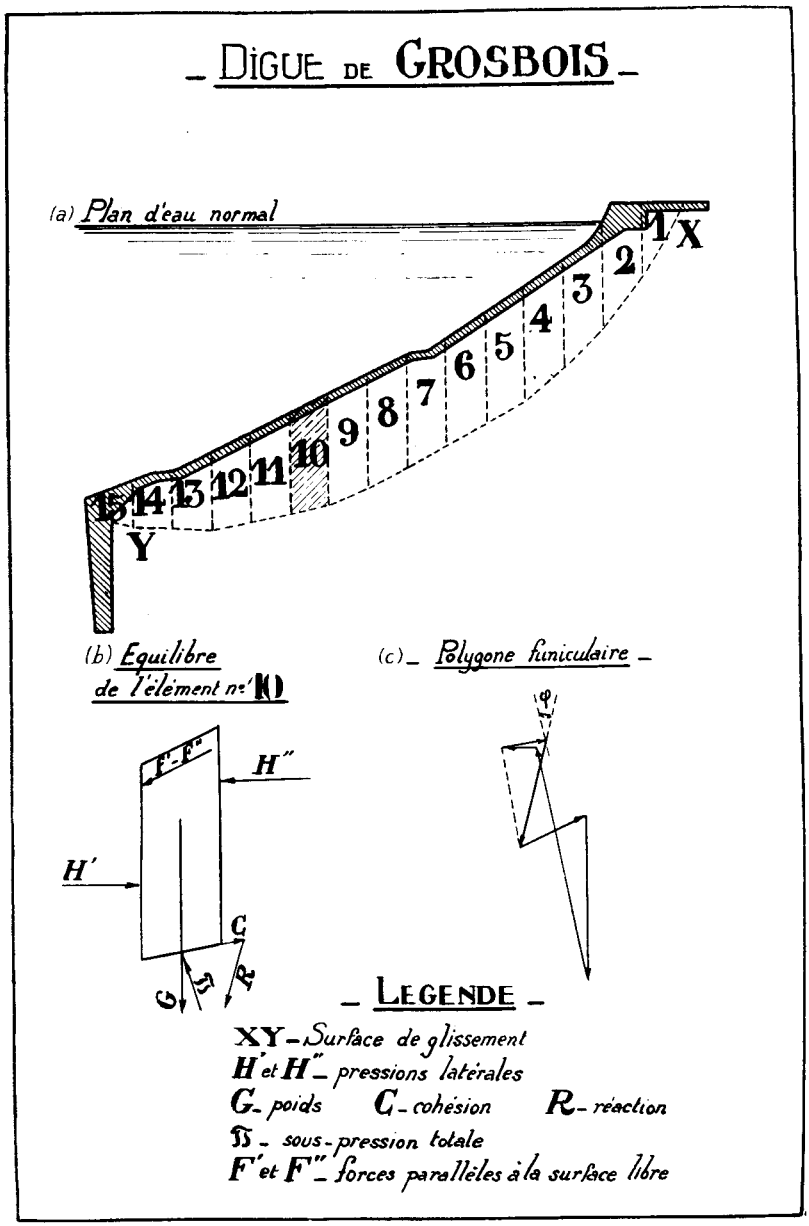


FIGURE 9.—**Graphical study of the stability of Grosbois Dam.** — Étude graphique du barrage de Grosbois. — Graphische Untersuchungen der Stabilität der Grosbois-Talsperre. — Estudio gráfico de la presa de Grosbois.
(*a*) **Normal water level.** — Normaler Wasserstand. — Nivel normal del agua.
(*b*) **Equilibrium of element no. 10.** — Equilibrium von Element Nr. 10. — Equilibrio del elemento no. 10.
(*c*) **Line polygon.** — Seilpolygon. — Polígono funicular.
XY, **Sliding surface.** — Rutsch-Oberfläche. — Superficie de deslizamiento.

An approximate curve is thus obtained on which, as above indicated, the dam stability diagram could be made. By repeating the drawing for different circles close to the first but having a slightly different curvature, the one representing the highest sliding danger—the most probable sliding curve—will be found. The results of these calculations will indicate the critical water level.

A study of this kind is useful for existing dams, as it permits the detection of hazards.

There is no doubt but that for most of the French dams made of clay material and inclination of 2/3 upstream and 2/1 downstream, a critical level exists, which is of the highest interest to the exploiting agencies. But in certain cases it is necessary to discharge a reservoir rapidly to insure feeding of a canal.

How is a slide in an existing dam below the critical level to be avoided? The answer to this question is deduced from our study. It will suffice to plan at the foot of the dam an arrangement to load the upstream facing, when the water falls below the dangerous level. This arrangement can be made of masses of rocks protecting the foot of the dam. Such a mass will exert on the dam a pressure, once the reservoir is filled, only slightly greater than the hydrostatic pressure of the Archimedes thrust which tends to lift separate blocks; on the other hand, if the reservoir is discharged, the rock will bear upon the foot of the dam, which, as we have seen, is the starting point of slides in this kind of structure and will prevent displacement.

As to the dams actually projected, the analysis we have made of the main accidents which have happened these last fifty years, proves it will be profitable to have permeable upstream faces on dams, similar to the downstream permeable zone, which will, in case of rapid discharge, weigh down the foot of the embankment and prevent its uplift. This points to adoption of a type of a dam with impervious core, a type now commonly employed.

But whenever there is available no clay having a high angle of internal friction to make a stable and impervious central core, the sliding of an embankment may be avoided by loading the foot of the dam.

Conclusion

During the present study, we have given the characteristics of a certain number of French earth dams, chosen from those which have had accidents during the last 50 years.

We made the statement that the material of which these dams were made is such that if the formulas for calculating earth dams had been in general use, the stability of these structures would never have been a question. We have seen further that all the accidents studied

---

H' and H'', **Lateral pressure.** — Seitlicher Druck. — Presión lateral.
G, **Weight.** — Gewicht. — Peso.
C, **Cohesion.** — Kohäsion. — Cohesión.
R, **Reaction.** — Reaktion. — Reacción.
π **Total uplift pressure.** — Gesamter Auftriebsdruck. — Subpresión total.
F' and F'', **Forces parallel to the face.** — Kraft, parallel zur Oberfläche. — Fuerza paralela a la superficie libre.

happened after rapid discharge, so that we have been led to impute them to the internal pressures of the water within the fill.

We have stated that following this hypothesis the critical level can be foreseen below which a rapid discharge endangers the safety of the dam, and we have seen that the figures obtained were verified in the cases of rapid discharge which we have studied up to now.

In the case of Grosbois where the discharge was slow, the accident happened later, in line with our predictions, but if the discharge had been rapid, the dam would have been in unstable equilibrium for some time.

We have pointed out that if stability conditions of a certain number of French dams were to be studied, it would be found that they, too, would not resist a rapid discharge.

During the systematic research we have undertaken at the request of the French Comité des Grands Barrages, we shall not fail to calculate in each case the critical level and to indicate to the exploiting agencies the importance of carrying out with care discharge operations below this level.

Finally, we have shown that the explanation we have given of the instability of certain dams carried in itself the remedy, and it would suffice to load the foot of the dam with a permeable mass to avoid accidents due to too rapid discharge.

All these indications are only a rough sketch of a general theory. We have pointed out carefully the suppositions on which our approximations were based. Especially have we admitted that the discharge was assumed to be instantaneous and the phenomenon was observed at the moment immediately following the lowering of the water in the reservoir. What happens if the discharge, instead of being instantaneous, is progressive? What is the relation between the variation of internal pressure in function of time and the discharge rate of the reservoir? What is in this case the influence of capillary stresses which occur inside the mass?

These are the many questions which we cannot at the present time answer and which we hope to be able to clear up during further research.

SUMMARY

In the present report are given the results of laboratory tests on samples from a certain number of French dams, chosen from those to which accidents have occurred during the past 50 years. The materials were found to be such that if the formulas laid out for dimensioning earth dams could be correctly applied, the stability of these dams would never have been questioned. Experience showed, however, that all the accidents under survey had occurred after rapid drainage of the reservoirs, so that they all seemed caused by the release of water confined within the dam. From this it was possible to compute the water level below which a rapid drainage of the reservoir was liable to endanger the dams. The results obtained were verified in various cases studied to date. In one particular case in which the draining of the reservoir was made slowly, the accident happened later than had been computed; had the draining been rapid, the accident might have happened much sooner.

It appears that a study of the conditions of stability of a number of French earth dams would show that they would not offer effective resistance in case of rapid and complete drainage. In the systematic survey, now in hand at the request of the French Committee on Large Dams, the critical water level will have to be computed for each case and the service concerned advised that draining operations below that level ought not to be undertaken without due care.

It also appears possible to avoid accidents, due to the too rapid lowering of the water level, by loading the foot of the dam with permeable materials such as rock.

All these indications, however, represent nothing more than the outline of a general theory on the stability of earth dams; the hypotheses on which the computations were based have been stressed throughout this survey. It has been constantly assumed that the draining was instantaneous and that the phenomenon was observed the moment after the lowering of the water level in the reservoir. What happens when the draining, instead of being rapid, is progressive? What is the relation between the variation of the internal pressure and the time and rapidity of the discharge? What in this case is the influence of the capillary tensions inside the dam? These questions cannot be answered at present. It is hoped, however, that they will be solved in the course of future research.

RESUME

L'objet du présent rapport est de rendre compte des essais effectués au Laboratoire d'Étude du Sol et des Fondations sur des échantillons prélevés dans un certain nombre de digues en terre françaises choisies parmi celles qui ont eu des accidents au cours des 50 dernières années. On a constaté que les matériaux constitutifs de ces digues étaient tels que si les formules qui permettent de calculer les digues en terre étaient générales, la stabilité de ces ouvrages n'aurait jamais pu être mise en question. On a vu ensuite que tous les accidents étudiés étaient survenus après des vidanges rapides si bien que l'on avait été amené à les attribuer à l'effet des sous-pressions dues à l'eau incluse dans l'ouvrage. On a constaté qu'en partant de cette hypothèse, on arrivait à prévoir le niveau à partir duquel une vidange rapide de la retenue risquait de compromettre la sécurité de la digue et on a vu que les chiffres auxquels on arrivait étaient vérifiés dans les cas de vidange rapide étudiés jusqu'ici. Dans un cas particulier où la vidange a été lente, l'accident s'est produit avec retard par rapport aux prévisions, mais la digue aurait été en équilibre instable depuis quelque temps déjà si la vidange avait été rapide.

Il est apparu que si on étudiait les conditions de stabilité d'un certain nombre de digues en terre françaises on verrait qu'elles ne résisteraient pas non plus à une vidange complète et rapide. Au cours de l'étude systématique qui a été entreprise à la demande du Comité Français des Grands Barrages, on ne manquera pas dans chaque cas de calculer le niveau critique et d'indiquer au service exploitant l'intérêt qu'il y aurait à n'exécuter qu'avec prudence les opérations de vidange au-dessous de ce niveau.

Enfin, on a montré que l'essai d'explication de l'instabilité de certains ouvrages portait en lui-même son remède et qu'il suffisait de

charger le pied de la digue au moyen d'un massif perméable pour éviter les accidents dus à l'abaissement trop rapide du niveau de l'eau dans la retenue.

Toutes ces indications ne représentent encore que l'esquisse d'une théorie générale. Il a été indiqué à chaque instant les hypothèses sur lesquelles nous nous basions et les approximations auxquelles il avait fallu consentir. En particulier, on a admis constamment que la vidange était instantanée et que l'on observait le phénomène dans l'instant qui suivait immédiatement l'abaissement du niveau de l'eau dans la retenue. Que se passe-t-il lorsque la vidange au lieu d'être instantanée est progressive? Quelle relation y-a-t-il entre la variation des sous-pressions en fonction du temps et la vitesse de vidange du réservoir? Quelle est dans ce cas l'influence des tensions capillaires qui se produisent à l'intérieur du massif? Autant de questions auxquelles il n'est pas possible de répondre actuellement et que l'on espère pouvoir progressivement élucider au cours de recherches ultérieures.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Bericht ist eine Übersicht über die im Laboratoire d'Étude du Sol et des Fondations, Paris, durchgeführten bodenphysikalischen Versuche gegeben. Die an Ort und Stelle entnommenen Bodenproben stammen von einer Anzahl französischer Erddämme, besonders von solchen, an denen in den letzten 50 Jahren Rutschungen auftraten.

Die Arbeit hebt hervor, dass nach allen bisherigen Berechnungsarten die zur Herstellung des Dammkörpers verwendeten Erdmassen für die Stabilität des Bauwerkes hätten vollauf genügen sollen. Man machte die Feststellung, dass alle in diesem Bericht geprüften Rutschungen nach der plötzlichen Entleerung des Staubeckens eintraten, sodass es erforderlich erschien, die Ursache der Rutschungen in den Unterdrücken (Saug-Drücken) zu suchen, die durch das, durch die Poren des Dammkörpers sickernde Wasser hervorgerufen wurden. Unter dieser Voraussetzung gelang es, die Höhe des Wasserspiegels abzuschätzen, unterhalb welchem bei einer raschen Entleerung des Staubeckens die Stabilität des Dammes gefährdet wird: eine Bestätigung der erhaltenen Ziffern fand man in den bisher nachgeprüften Fällen. In einem besonderen Fall, wo die Entleerung langsam vorgenommen wurde, ereignete sich die Rutschung später als man errechnet hatte. Die Stabilität dieses Dammes würde aber schon früher gefährdet worden sein, wenn die Entleerung rascher erfolgt wäre.

Bei dem Studium der Stabilitätsbedingungen an einer Anzahl französischer Erddämme konnte man finden, dass sie heutzutage bei einer raschen völligen Entleerung nicht halten würden.

Gelegentlich planmässiger Forschungen, die auf Ersuchen des französischen Talsperren-Komitees unternommen wurden, wurde in jedem Falle die kritische Wasserspiegelhöhe errechnet und der jeweiligen Talsperren-Verwaltungsbehörde mitgeteilt, um von dieser Wasserspiegelhöhe ab die weitere Entleerung unter Anwendung grösster Vorsichtsmassregeln durchzuführen.

Weiterhin zeigte es sich, dass Bauwerke einen gewissen Schutz gegen Rutschungen dadurch erhalten, dass man den Dammfuss mit einer durchlässigen Schotterschicht belastet.

Alle Angaben geben nur in grossen Zügen eine allgemeine Theorie über die Stabilität von Erddämmen wieder. Die Voraussetzungen und Annahmen, die man bei den Berechnungen voraussetzte, sind alle aufgeführt. Man ging von der Voraussetzung aus, dass die Entleerung plötzlich stattfand und die Rutschung unmittelbar auf die Senkung des Wasserspiegels in dem Staubecken folgte. Dabei tauchte die Frage auf:

> Was geschieht, wenn die Entleerung des Staubeckens nicht plötzlich, sondern langsam, vor sich geht?
>
> Welche Beziehung besteht zwischen der zeitlichen Änderung des Unterdruckes (Saug-Druck) und der Geschwindigkeit, mit der die Entleerung des Staubeckens vorgenommen wurde?
>
> Welchen Einfluss haben in diesem Falle die Kapillar-Spannungen im Innern der Erdmasse des Dammes?

Der heutige Stand der Wissenschaft ist nicht in der Lage, diese Fragen vollauf zu beantworten; es wird der Hoffnung Ausdruck gegeben, dass zukünftige Forschungsarbeiten, eine Klärung dieser Punkte herbeiführen.

RESUMEN

El objeto de la presente memoria es dar cuenta de los ensayos efectuados en el laboratorio con muestras obtenidas en un cierto número de presas de tierra francesas escogidas entre las que han sufrido accidentes durante los últimos 50 años. Se ha comprobado que los materiales constitutivos de esas presas eran tales que si las fórmulas que permiten calcular las presas de tierra fueran generales, la estabilidad de estas obras no se hubiera puesto jamás en duda. Se ha visto que los accidentes estudiados fueron causados después de desagües rápidos aunque se habrá llegado a atribuirlos a los efectos de la succión causada por el agua que se infiltraba en la presa. Partiendo de esta hipótesis se pudo calcular el nivel a partir del cual un desagüe rápido del depósito ponía en riesgo la seguridad de la presa y se vió que las cifras a que se llegaba estaban verificadas en los casos de desagüe rápido hasta entonces estudiados. En un caso particular en que se hizo el desagüe lentamente, el accidente se produjo más tarde de lo que se había previsto, pero el accidente se habría producido mucho antes si el desagüe hubiera sido rápido.

Parece que un estudio de las condiciones de estabilidad de un cierto número de presas de tierra francesas probaría que tampoco resistirían un desagüe completo y rápido. En el estudio sistemático que se ha emprendido a petición del Comité Francés de Grandes Presas, no se dejará de calcular en cada caso el nivel crítico ni de indicar al servicio correspondiente la conveniencia de que los desagües más bajos de ese nivel deben efectuarse con mucho cuidado.

Finalmente, se ha demostrado que el ensayo de explicación de la inestabilidad de ciertas obras tiene en sí su remedio y que es suficiente cargar el pie de la presa por medio de un macizo permeable para evitar los accidentes debidos a una bajada muy rápida del nivel de agua del depósito.

Todas estas explicaciones no representan más que un esquema de una teoría general, y se ha indicado en cada caso las hipótesis en que basamos nuestros cálculos. Se ha admitido constantemente que el desagüe era instantáneo y que el fenómeno se observaba en seguida que bajaba el nivel de agua del depósito. ¿Qué sucede cuando el desagüe en vez de rápido es progresivo? ¿Qué relación hay entre la variación de la succión y el tiempo y la rapidez del desagüe? ¿Cuál es la influencia en este caso de las tensiones capilares que se producen en el interior del macizo? Estas preguntas no pueden contestarse actualmente, pero se espera, sin embargo, que serán resueltas progresivamente en el curso de futuras investigaciones.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STANDFESTIGKEITSBERECHNUNG VON STAUDAEMMEN*

JOACHIM EHRENBERG

Regierungs- und Baurat, Leiter der Erdbauabteilung der Pr. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin

Deutschland

A. BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

Die Haltbarkeit fester Körper wird im allgemeinen in der Weise untersucht, daß für den ungünstigsten Belastungszustand aus Moment, Normal- und Querkraft die Spannungen in dem zu untersuchenden Querschnitt ermittelt werden. Das Verhältnis der durch Versuche ermittelten Bruchspannungen zu den errechneten Spannungen ergibt die in dem untersuchten Querschnitt vorhandene Sicherheit. Es empfiehlt sich auch bei der Berechnung von Erdkörpern in ähnlicher Weise vorzugehen. Im Boden können wie im festen Körper Normal- und Schubspannungen entstehen. Von den Normalspannungen treten die Zugspannungen nur bei Böden mit Haftfestigkeit oder Kohäsion auf. Diese Haftfestigkeit kann im geringen Maße auch bei bodenfeuchtem Sand auftreten, wenn das Porenwasser durch Kapillarkräfte Unterdruck besitzt. Sie kann dagegen bei Tonkristallen sehr erheblich werden, wenn diese stark verdichtete, sich gegenseitig bindende Wasseranlagerungen 30)[1] besitzen. Auch kann der Boden bei seinem natürlichen Aufbau z.B. durch Bodensalze verkrustet sein und dadurch eine gewisse Haftfestigkeit erhalten.

Im allgemeinen wird man Zugspannungen im Boden bei der Berechnung vernachlässigen. Auch senkrecht zur Bodenfläche gerichtete Druckspannungen werden den Boden wohl verdichten und

**Calculation of the stability of earth dams.*
Calculs de stabilité des barrages en terre.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

[1] *Die im Text vorhandenen Ziffern beziehen sich auf das dem Bericht am Schluß angefügte Schriftenverzeichnis.*

damit zu Setzungen Anlaß geben. Sie werden aber eine Zerstörung des Bodenzusammenhanges in Richtung ihrer Angriffsfläche nicht hervorrufen. Ein Zerstören des Erdkörpers wird in den meisten Fällen durch Rutschungen erfolgen, das heißt, es tritt ein Abscheren und Gleiten von Bodenteilen auf den Flächen mit starken Scherkräften auf, in denen also die größten Spannungsneigungen vorhanden sind. Rissebildungen durch Zugspannungen sind dabei oft das erste Zeichen einer Bewegung des Erdkörpers und lösen entweder die Bewegung aus oder treten als Folgen der Gleitbewegung auf. Die Rutschungen, die bei Erddämmen auftreten, werden hervorgerufen durch das Gewicht des Bodenteiles, der auf der Gleitfläche sich abwärts bewegt und durch den Einfluß des Wassers, das diese Bewegung unterstützt. Es möge daher zunächst auf das Raumgewicht des Bodens eingegangen werden.

(1) RAUMGEWICHT

Unter dem Raumgewicht[29] γ des Bodens ist das Gewicht der Raumeinheit des gesamten Bodens zu verstehen, während das spez. Gewicht s des Bodens das Gewicht der Raumeinheit der festen Masse bedeutet. Das spezifische Gewicht s stellt für jeden Boden einen nicht veränderlichen Wert dar, der etwa zwischen 2,6 und 2,75 liegt und nur beim Vorhandensein humoser Stoffe im Boden unter 2,6 sinkt (Moorboden—2,0). Das Raumgewicht γ ist dagegen veränderlich mit der Porenziffer ϵ oder dem Porenvolumen n und dem Wassergehalt w des Bodens. Unter dem Porenvolumen n ist das Hohlraumvolumen des Bodens in Prozent des Gesamtvolumens zu verstehen, während die Porenziffer ϵ das Verhältnis zwischen dem Inhalt des Hohlraumes und der festen Masse angibt.

Der Wassergehalt des Bodens wird ausgedrückt durch das Gewichtsverhältnis des Wassers (in Prozenten) zum Gesamtboden ($\overline{w}$) oder zur festen Masse (w). Ist der Boden völlig wasserfrei, so besteht die Beziehung:

$$\gamma=\frac{(100-n)}{100}.s=\frac{s}{1+\epsilon}$$

Für völlig mit Wasser gefüllte Poren wird

$$\gamma=s-\frac{n}{100}(s-1)=\frac{s+\epsilon}{1+\epsilon}=\frac{100.s}{100+\overline{w}(.s-1)}=\frac{s(100+w)}{100+w.s}.$$

Besitzt der Boden einen Wassergehalt $\overline{w}$ oder w, so ist

$$\gamma=s\left(1-\frac{n}{100}\right)\cdot\left(1+\frac{w}{100}\right)=\frac{s(100-n)}{100-\overline{w}}$$

Liegt der Boden unter Wasser und erhält dadurch Auftrieb, so ist

$$\gamma=(s-1)\left(\frac{100-n}{100}\right)=\frac{(s-1)}{1+\epsilon}$$

Weiter ist:

$$\epsilon=\frac{n}{100-n};\ n=\frac{100\epsilon}{1+\epsilon};\ w=\frac{100\overline{w}}{100-\overline{w}};\ \overline{w}=\frac{100w}{100+w}$$

$$\epsilon=\frac{\overline{w}s}{100-\overline{w}}=\frac{w.s}{100}$$

Die Porenziffer $\epsilon_{\nu=1,0}$ der Tonböden im Zustande des natürlichen Wassergehalts bei einem Druck von $\nu = 1{,}0$ kg/cm² liegt für Tonböden mit mehr als 30% Rohton (<0,002 mm) etwa zwischen 0,8 und 1,2. Für sehr feinkörnige Tonböden, die viel Tonmineral mit angelagerten Na-Jonen enthalten, kann $\epsilon_{\nu=1.0}$ größer als 2,0 werden und für Natriumbentonite noch weit höhere Werte erhalten. Die Größe der Porenziffer ist bei den Tonen durch die starke Wasseranlagerung 30;7; 20) der Tonkristalle bedingt. Die Wasserhüllen, welche die Tonteilchen umschließen, können dreimal so stark sein wie die Tonkristalle selbst. Sie werden unter einem außerordentlich hohen Druck angelagert und dabei stark verdichtet, sodaß Benetzungswärme frei wird. Die Poren des Tones werden durch diese angelagerten Wasserteilchen außerordentlich eingeengt und enthalten bei Tonen, deren Wassergehalt niedriger als die Klebegrenze liegt, nur noch wenig freies Porenwasser. Die geringe Wasserdurchlässigkeit der Tone ist mit auf diesen Umstand zurückzuführen. Die starke Zusammendrückbarkeit der Tone ($\epsilon_{\nu=1,0}$ bis $\epsilon_{\nu=10.0}$ liegt zwischen 0,4 und 0,7 und geht bei sehr feinkörnigen Tonen bis 1,10) hat ihre Ursache darin, daß diese Wasserhüllen unter steigendem Druck in ihrer Stärke verringert werden.

Die wasseranlagernde Kraft der Tonkristalle wirkt auch auf die Wasserhüllen der benachbarten Tonteilchen, und zwar umso stärker, je dünner die Hüllen unter wachsendem Druck werden, je mehr die Tonkristalle sich also einander nähern. Die Zunahme der Kohäsion und der Konsistenz eines Tones mit steigendem Druck und abnehmendem Wassergehalt beruht auf dem stärker werdenden gleichzeitigen Einwirken der Anlagerungskräfte mehrerer Tonkristalle auf die gleichen Wasserteilchen, an denen sie sich gewissermaßen gegenseitig verankern. Diese Eigenschaft zeigen soweit bekannt nur die Tonkristalle. Überwiegen andere Kristalle wie Quarz, Glimmer, Glaukonit, Kalk usw. selbst bei gleicher Feinheit wie die Tonkristalle, so besitzen diese nur eine dünne Wasserhülle, deren Stärke bloss einen kleinen Bruchteil des Kristalldurchmessers beträgt. Es zeigt sich das in der erheblich dichteren Lagerung der Böden, die trotzdem durchlässiger sind, weil das freie, also bewegliche Porenwasser gegenüber dem an die Kristalle gebundenen überwiegt. Die Porenziffer $\epsilon_{\nu=1,0}$ dieser Böden schwankt je nach der Gestalt der Einzelkörner und der Gleichmäßigkeit in der Verteilung der Korngrößen zwischen 0,5 and 0,8. Die geringste Porenziffer zeigen dabei die Geschiebemergel mit $\epsilon_{\nu=1,0} = 0{,}30$ bis 0,50 wegen der gleichmäßigen Verteilung der Korngrößen. Der mehr oder weniger große Anteil der in fast allen überwiegend schluff- oder mehlsandhaltigen Böden enthaltenen Tonmineralien zeigt sich in der Veränderung der Porenziffer der Böden bei steigendem Druck. $\epsilon_{\nu=1,0} - \epsilon_{\nu=10,0}$ beträgt 0,05 bis 0,25. Für den Geschiebemergel liegt dieser Wert zwischen 0,10 und 0,15.

Die Mehlsandböden leiten über zu den Sandböden, die beim Fehlen der feineren Böden und vor allem der Tonkristalle sich in verschiedener Dichte aufbauen lassen. Feuchte Sandböden lassen sich wegen der Klebkraft der Wasserhäutchen (Kapillarspannungen) bei Schüttung in Luft sehr locker aufbauen $\epsilon_{\gamma=1,0} = 0{,}73$ bis 0,96. Ähnliche Werte zeigen nur die Tone. Die Steigerung der Belastung auf 10,0 kg/cm² ergibt trotzdem nur ein $\epsilon_{\gamma=1,0} - \epsilon_{\gamma=10,0} = 0{,}06$ bis 0,10. Das Einstreuen des

wenig feuchten Sandes in flaches Wasser ergab $\epsilon_{\gamma=1,0}=0{,}54$ bis 0,72 und $\epsilon_{\gamma=1,0}-\epsilon_{\gamma=10,0}=0{,}01$ bis 0,026. Als dichteste Lagerung wurde der Sand im Wasser eingerüttelt. Es ergab sich $\epsilon_{\gamma=1,0}=0{,}35$ bis 0,50 (0,62) und $\epsilon_{\gamma=1,0}-\epsilon_{\gamma=10,0}=0{,}0061$ bis 0,012 (0,02). Die Versuche wurden mit 9 verschiedenen Sandproben durchgeführt, von denen eine im gewachsenen Zustande die Werte $\epsilon_{\gamma=1,0}=0{,}58$ und $\epsilon_{\gamma=1,0}-\epsilon_{\gamma 10,0}=0{,}015$ zeigte, welche bei diesen Böden etwa den Werten des feuchten im flachen Wasser eingestreuten Sandes entsprechen. Diese Art des Einbringens des Sandes scheint dem Zustande des gewachsenen Sandbodens in diesem Falle am nächsten zu kommen.

Man wird auf Grund der vorstehenden Angaben das Raumgewicht eines Bodens leicht bestimmen können. Bei den bindigen, wenig durchlässigen Böden ist anzunehmen, daß alle Poren mit Wasser gesättigt sind. Bei den Sandböden liegt die Bodenfeuchtigkeit etwa bei 6%.

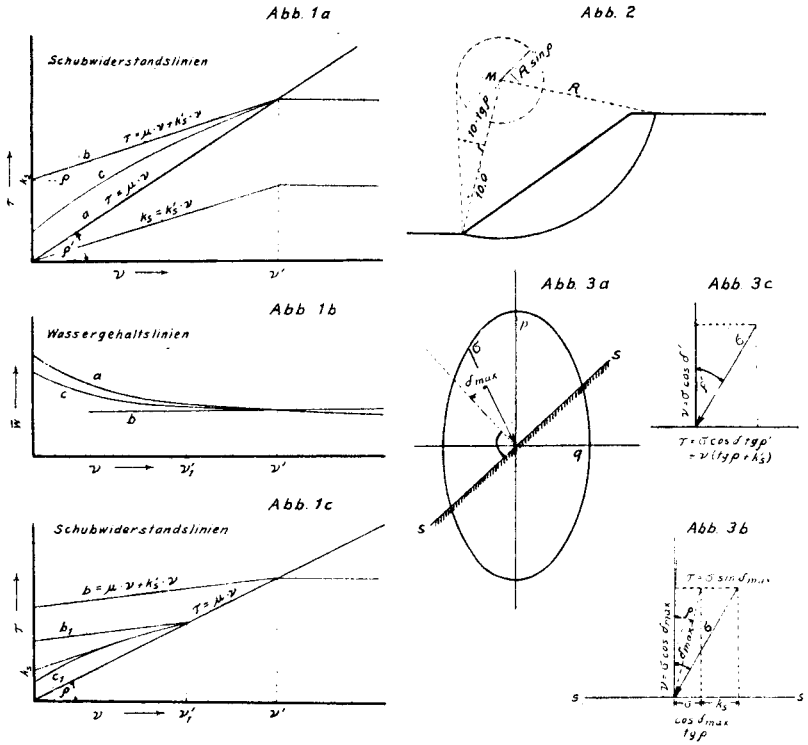
Man kann setzen: bei fetten Tonböden im Luftbereich $\gamma=1{,}9$ t/m³, unter Wasser $\gamma=0{,}9$ t/m³ bei gut verdichteten mageren Ton- und Lehmböden, Schluffböden usw. im Luftbereich $\gamma=2{,}0$ t/m³, unter Wasser $\gamma=1{,}0$ t/m³, bei gut verdichteten reinen Kies- und Sandböden im bodenfeuchten Zustande $\gamma=1{,}7$ bis 1,8 t/m³, unter Wasser $\gamma=1{,}0$ t/m³.

(2) SCHUBWIDERSTAND. (REIBUNG UND KOHÄSION)

Rutschungen in Dämmen treten auf, sobald unter dem Gewicht der Bodenmassen in irgendwelchen Gleitflächen die Schubspannungen den in der Fläche vorhandenen Schubwiderstand überwinden. Dieser Schubwiderstand ist abhängig von der Reibung, die eine Funktion des Normaldruckes ist, und von der Haftfestigkeit. Sie beträgt nach Coulomb $\tau=\mu\cdot\nu+k_s$, wo μ den Reibungsbeiwert und ν den Normaldruck auf die Gleitfläche bedeutet; k_s ist die Kohäsion oder Haftfestigkeit des Bodens. Sie ist von seinem Wassergehalt abhängig und damit auch von dem Drucke, dem der Wassergehalt des Bodens entspricht. Befindet sich der Boden im Zustande des natürlichen Wassergehaltes, so sind Reibung und Kohäsion von dem gleichen Normaldruck abhängig. Es ist dan $\tau=(\mu+k')\nu$. Hierbei ist k' die Kohäsion des Bodens bein einem Wassergehalt, der dem Druck 1,0 kg/cm² entspricht. Befindet sich der Boden nicht im Zustande des natürlichen Wassergehaltes, sondern entspricht sein Wassergehalt einem höheren spez. Druck ν' als der in der Gleitfläche herrschenden Normalspannung ν, so ist $\tau=\mu\cdot\nu+k'\cdot\nu'$. Das Porenwasser hat in diesem Falle Unterdruck, der hervorgerufen wird durch Kapillarspannungen an den Berührungsflächen zwischen Wasser und Bodenluft, sowie durch das starke Bestreben der Tonkristalle, Wasser anzulagern und zu verdichten.

Die verschiedenen Beziehungen zwischen dem Schubwiderstand τ und der Normalspannung ν einer Fläche sind in der Abbildung 1 a–c dargestellt. Linie *a* der abbildung 1a ist die τ-Linie bei natürlichem Wassergehalt, dessen Größe aus der entsprechenden Linie *a* der Wassergehaltskurven ersichtlich ist. *b* zeigt die Beziehung zwischen τ und ν bei einem nicht veränderlichen Wassergehalt, der dem Druck ν' entspricht. Ändert sich der Wassergehalt des Bodens durch Wasser-

aufnahme, so geht die τ-Linie b allmählich in die Linie c als Endzustand über. Diese Linie stellt den Schubwiderstand von Böden dar, die zunächst bis sur Erreichung des natürlichen Wassergehaltes mit v' vorbelastet sind, dann auf v entlastet so lange stehen, bis ihr Wassergehalt sich nicht mehr ändert, und die schließlich unter dem gleichbleibenden Drucke v abgeschoren werden. Diese Linie c wird bei $v=0$ noch Kohäsion zeigen, und zwar umso mehr je größer die anfängliche Belastung v' war. Wie aus Versuchen geschlossen werden kann, gehört zu jeder Anfangsbelastung v' eine besondere Wassergehaltskurve c. Man kann nun so vorgehen: Kennt man den Wasser-



gehalt einer eingewalzten und überdeckten, also vor Verdunstung geschützten Dichtungsschicht, so kann man aus der Wassergehaltskurve a (natürlicher Wassergehalt) den Druck bestimmen, der dem Boden diesen Wassergehalt erteilen würde. Ist dieser Anfangsdruck v'_1, so läßt sich aus den durch Versuche für v' ermittelten Schubwiderstandslinien a, b und c genügend genau die zu v'_1 gehörige Schubwiderstandslinie c_1 bestimmen, da, wiedurch Versuche nachgewiesen, Schubwiderstandslinie b_1 gleichlaufend mit b ist und die c_1-Linie einen ähnlichen Verlauf wie die c-Linie haben wird. Steht die Gleitfläche unter dem Druck $v<v'_1$, so wird die im Punkt v an die c_1-Linie gelegte Tangente mit großer Wahrscheinlichkeit auf der τ Achse den Wert k_s abschneiden, dem der Boden durch allmähliche Wasseraufnahme zustrebt.

Für gewachsene Böden, deren Wassergehalt keinen Änderungen mehr (z.B. durch Belastungen) unterworfen ist, gilt die Schubwiderstandslinie b, ebenso bei starken Schichten künstlich eingebrachten sehr dichten Bodens. Bei letzterem dauert die Wasseraufnahme so lange, daß eine wesentliche Vermehrung des Wassergehaltes erst in Jahrhunderten erreicht wird, zumal die eingeschlossene Luft auf lange Zeit dem Eindringen des Wassers erheblichen Widerstand entgegensetzen wird. Man erhält den Anfangsdruck ν' aus der Wassergehaltskurve a (natürlicher Wassergehalt) des Bodens und in der k_s' Linie die Beziehung $k_s = k_s' . \nu'$. Bei dünnen künstlich eingebrachten Schichten, wie z.B. Kanaldichtungen aus Ton wird man mit der Schubwiderstandskurve c rechnen und so der Wasseraufnahme Rechnung tragen.

Ist $\nu > \nu'$, so erhält der Boden gespanntes Porenwasser, d.h. die Druckspannung $\nu - \nu'$ wird vom Porenwasser aufgenommen, das unter diesem Druck je nach der Dichte des Bodens mehr oder wenige langsam nach Räumen mit normalem Porenwasserdruck oder mit Porenwasserunterdruck abfließt. Während dieses Fließens übersteigt die Druckübertragung von Bodenkorn zu Bodenkorn nicht die Spannung ν'. Der Schubwiderstand bleibt daher in dieser Zeit konstant und folgt dem Steigen von ν erst dann, wenn das Porenwasser sich entspannt und die Druckübertragung wieder voll von Bodenkorn zu Bodenkorn erfolgt. Solange der Schubwiderstand nicht wächst, liegt für die Teile der Gleitfläche, deren Normaldruck über ν' liegt, reine Kohäsion vor. Es können daher in der gleichen Gleitebene Flächen mit reiner Kohäsion, mit reiner Reibung (nur Abhängigkeit von ν) und mit Reibung und Kohäsion auftreten. Bei den Erddämmen wird gespanntes Porenwasser und damit reine Kohäsion im allgemeinen nur während des Bauens auftreten. Es ist das ein gefährlicher Zustand, weil bei wachsender Erdspannung die Schubspannung in der Gleitfläche wächst, während der Schubwiderstand konstant bleibt. Sobald aber in einer großen zusammenhängenden Fläche die Schubkraft den Schubwiderstand überwiegt, tritt ein Gleiten ein. Man muß daher versuchen, durch ein entsprechend langsames Bauen dem Porenwasser Zeit zum Abfließen und damit zum Entspannen zu geben, damit der von der Reibung abhängige Teil des Schubwiderstandes der wachsenden Erdspannung wieder folgen kann.

Der Reibungsbeiwert und die Kohäsion sind je nach den Bodenarten verschieden. Kiese und Sande ohne lehmige oder tonige Beimengungen haben keine Kohäsion. Bei ihnen fallen die Gleitflächenwinkel frei stehender Böschungen aus trockenem Material mit dem natürlichen Böschungswinkel zusammen; dieser ist also gleich dem inneren Reibungswinkel. Der Reibungswinkel und damit auch der Winkel, in dem die Böschung steht, richtet sich besonders bei Kies sehr nach der Kornform und nach der Dichte der Lagerung. Locker gelagerter rolliger Rheinkies hielt sich in der Böschung 1:1,5 nicht, sondern zeigte nach dem Aufbringen von Mutterboden starke Oberflächenrutschungen. Der Tangens des Böschungswinkels und damit der Reibungsbeiwert war also mit 1:1,5=0,67 zu groß gewählt und lag wahrscheinlich bei 1:1,65=rd. 0,6. Will man eine Sicherheit gegen Rutschen haben, wird man in diesem Falle den Böschungswinkel sogar zu 1:2=0,5 wählen müssen. Enthält derselbe Kies so-

viel Sand, daß das Steingerüst sich in sich nicht verschieben kann, so wird bei guter Verdichtung des Bodens der Reibungsbeiwert und damit der Tangens des natürlichen Böschungswinkels erheblich höher liegen und kann bei scharfkantigen dichtgelagerten Steinen über 1,2 betragen.

Der Tangens des natürlichen Böschungswinkels von Sanden bei normaler Lagerung (Porenvolumen n etwa 0,42) wird 0,65 bis 0,80 sein. Meistens haben die Sande eine geringe Kohäsion durch die kapillaren Spannungen des in ihnen hängenden Porenwassers und Porenwinkelwassers 31) (Bodenfeuchtigkeit). Diese von den Kapillarkräften abhängige Kohäsion kann bei feinen Sanden recht beträchtlich werden und sie in freistehenden senkrechten Wänden bis zu einer gewissen Höhe halten. Man wird zu ken feinen Sanden alle die Mehlsande und Schluffböden rechnen können, die überwiegend (bis 90%) Quarze oder andere Mineralien enthalten. Sie lassen sich im feuchten Zustande wegen des Zusammenhaltes infolge der Kapillarspannungen wohl verformen, ihre Körner besitzen aber nur verschwindend dünne angelagerte Wasserhäutchen und ihr Porenwasser läßt sich verhältnismäßig leicht durch Druck entfernen. Sie besitzen keine Plastizität.

Sind im Boden dagegen mehr als etwa 10% Tonmineralien wie Kaolinit, Montmorillonit oder unbekanntes Tonmineral enthalten, so sinkt der Reibungsbeiwert und kann bei reinen Tonen Werte von 0,1 erhalten, während die Kohäsion entsprechend zunimmt. Die Kohäsion $k's = ks_{\nu=1,0}$ eines reinen Tones, dessen Wassergehalt einem Druck von $\nu = 1{,}0$ kg/cm² entspricht, kann bis zu 0,18 kg/cm² betragen, während der gleiche Wert für Geschiebemergel von mittlerem Lehmgehalt und für steinigen Lehm etwa bei 0,04 bis 0,06 kg/cm² liegt. Wie bereits erwähnt, muß man zur Bestimmung der Kohäsion eines gewachsenen Bodens neben dem $ks_{\nu=1,0}$ Wert auch den Wassergehalt und für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes die Wassergehaltskurven kennen. Diese Werte lassen sich nur auf dem Versuchswege bestimmen. Einen wesentlichen Anhaltspunkt für die Beurteilung der Kohäsion und der inneren Reibung eines Bodens gibt die nach Atterberg zu bestimmende Fließgrenze oder das mit dem Apparat nach Schmidt zu bestimmende Wasserbindungsvermögen des Bodens. Für die ausgesprochenen Tonböden mit wenig Quarz und einer Fließgrenze fl von 40 bis 90% des Gewichts der Trockensubstanz kann man für den Schubfestigkeitsbeiwert ν bei natürlichem Wassergehalt nach Tiedemann [25] setzen:

$$\mu = 0{,}34 - 0{,}001 fl.$$

Für die ziemlich seltenen Fließgrenzen über 90% gibt die Formel zu kleine Werte. Bei Schluffen und Kaolinittonen mit 30 bis 50% Quarz liegen die μ-Werte um 25% und bei Schluffen mit mehr als 50% Quarz um weitere 25% höher. Die Kohäsionsbeiwerte $ks_{\nu=1,0}$ der reinen Tone liegen zwischen 0,07 kg/cm² bei $fl = 30\%$ und 0,18 kg/cm² bei $fl = 130\%$.

Es empfiehlt sich, die Reibung der Böden nur durch den Reibungsbeiwert $\mu = \mathrm{tg}\rho$ und nicht durch den Winkel ρ zu kennzeichnen. Der Winkel ρ hat als Kennzeichen nur Sinn für kohäsionslose Böden, da

er hier gleich dem Winkel der steilsten Böschung ist. Für Böden mit Kohäsion, die bis zu einer gewissen Höhe als senkrechte Wand frei stehen, ist der Winkel kein anschauliches Kennzeichen. In den Rechnungen wird auch fast immer der Tangens des Winkels gebraucht. Auch bei den kreisförmigen Gleitflächen läßt sich der $R \sin \rho$-Kreis, den die Gleitflächenspannungen tangieren, in einfachster Weise aus $\mathrm{tg}\rho$ zeichnerisch ermitteln (s. Abb. 2). Es ist daher besser, für die Bodenarten den $\mu = \mathrm{tg}\rho$-Wert als den Winkel ρ zu wählen. (Lit.: 19, 24, 25, 27, 28, 29.)

(3) ERDSPANNUNGEN LITT. 13

Die Standfestigkeitsuntersuchungen von Erdkörpern erfordern die Ermittlungen der Erdspannungen in bestimmten Flächen. Kennt man zum Beispiel die Spannungsverteilung in einer Fläche, so wird man für eine andere sie schneidende Fläche an der Schnittstelle die Spannung nach den Gesetzen der Spannungsverteilung in einem Punkte bestimmen können. Wir wissen, daß wie bei jedem festen Körper so auch im Erdkörper in jedem Punkte Flächen und zugehörige Spannungen Halbmesser eines Ellipsoides sind, und daß Größe und Richtungen der Spannungen bestimmter Flächen bekannt sind, wenn die Größen und Richtungen der Hauptachsen des Ellipsoides festliegen. Beim flüssigen Körper wissen wir, daß er im ruhenden Zustande keine Reibung besitzt. Die Spannungen sind also senkrecht zu den Flächen gerichtet und sind in jedem Punkte nach allen Richtungen gleich groß. Das Spannungsellipsoid ist in diesem Grenzfalle eine Kugel. Bei den im Wasser abgelagerten, noch fast in der Schwebe befindlichen Bodenteilen werden die Spannungsverhältnisse ähnlich wie beim Wasser sein. Sobald aber der Boden sich fester lagert, z.B. durch Wasserentziehung infolge Verdunstung Spannungen durch Kapillarkräfte erhält oder eine Wasserabgabe durch das Gewicht überlagernder Bodenmassen eingetreten ist, werden die in einem Punkt auftretenden Spannungen nicht mehr gleich sein und, abgesehen von den Hauptspannungen, nicht mehr senkrecht zu ihren Flächen stehen. Bekannt ist uns erst wieder der Grenzfall, bei dem die Schubspannung in einer Fläche gerade den Scherwiderstand erreicht, die Gesamtspannung also um einen dem Scherwiderstand entsprechenden Winkel von der Flächennormalen abweicht. Die Hauptachsen des Ellipsoides stehen dann in einem bestimmten Verhältnis zu einander, und das Ellipsoid ist bekannt, wenn Richtung und Größe zweier Spannungen festliegen.

Es handelt sich bei den meisten Böschungsberechnungen von Erdkörpern um zweidimensionale Aufgaben, bei denen an Stelle des Spannungsellipsoides die Spannungsellipse tritt (Abb. 3*a*). Für den Grenzfall, daß in einer Fläche die Neigung der Spannung σ zur Normalen den größtmöglichen Winkel δ_{max} erreicht, ist das Verhältnis der Hauptachsen p und q gegeben durch die Beziehung:

$$1)\ a)\ \frac{p}{q} = n = \left(\mathrm{tg}\delta_{max} + \sqrt{\mathrm{tg}^2\delta_{max} + 1}\right)^2$$

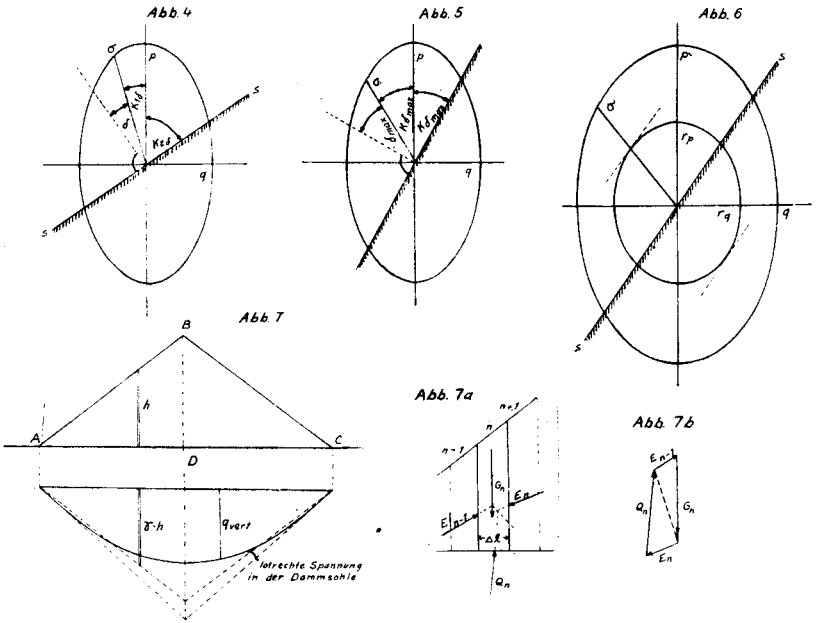
oder

$$b)\ \mathrm{tg}\delta_{max} = \sqrt{n}\,\frac{n-1}{2n}.$$

$\mathrm{tg}\delta_{max}$ ist dann bedingt durch die Scherfestigkeit des Bodens. Es ist die Tangentialspannung $\sigma \sin \delta_{max} = \tau$ und die Normalspannung $\sigma \cos \delta_{max} = \nu$. Die Tangentialspannung muß im Grenzzustand des Gleichgewichts gleich dem Schubwiderstand (Reibung und Kohäsion) sein. Es ist also $\tau = \sigma \cos \delta_{max} \mathrm{tg}\rho + k_s$ (Abb. 3*b*). Hierin bedeutet $\mathrm{tg}\rho$ den Winkel der inneren Reibung und k_s die Kohäsion oder Haftfestigkeit des Bodens. Es ist dann

$$\mathrm{tg}\delta_{max} = \frac{\tau}{\nu} = \frac{\sigma \cos \delta_{max} \mathrm{tg}\rho + k_s}{\sigma \cos \delta_{max}}.$$

Nur wenn keine Haftfestigkeit vorhanden ist, wie bei Sand- und Kiesböden, oder wenn der Boden sich im Zustande des natürlichen



Wassergehaltes befindet, seine Haftfestigkeit also auch von dem Drucke abhängt, unter dem er steht, ist $\mathrm{tg}\delta_{max} = \mathrm{tg}\rho'$, also gleich der Tangente des Reibungswinkels (Abb. 3*c*), wo ρ' für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes (also für den Fall des Porenwassers mit natürlicher Spannung, die nur der eigenen Schwere unterworfen ist) auch den Anteil der Kohäsion umfaßt. Es ist in diesem Falle $\mathrm{tg}\rho' = \frac{\nu(\mathrm{tg}\rho + k'_s)}{\nu}$. Dabei ist k'_s die Haftfestigkeit des Bodens bei einem Wassergehalt, der dem Drucke 1,0 kg/cm² entspricht; n läßt sich aus den Versuchswerten $\mathrm{tg}\rho$ oder $\mathrm{tg}\rho'$ ermitteln. Ist durch das Verhältnis der Hauptachsen die Form der Spannungsellipse bekannt, so läßt sich ihre Lage bestimmen, wenn eine Flächenrichtung und die Neigung δ der Spannung dieser Fläche gegen die Flächennormale bekannt ist.

Man erhält den Winkel $K_{2\delta}$ (Abb. 4) zwischen der Hauptachse der Spannungsellipse und der Fläche mit der Spannungsneigung δ aus der Beziehung

$$2)\ \mathrm{tg}K_{2\delta}=\frac{n-1}{2n\mathrm{tg}\delta}-\sqrt{\left(\frac{n-1}{2n\mathrm{tg}\delta}\right)^2-\frac{1}{n}}.$$

Die Fläche, in der die Spannung ihre größte Abweichung $\delta_{\max}$ von der Normalen zeigt, in der also ein Gleiten eintritt (Abb. 5), weicht von der Hauptachse um einen Winkel ab, den man aus Gleichung 2 durch Einsetzen des Wertes $\delta_{\max}$ aus 1*b*) erhält. Es wird

$$\mathrm{tg}K_{\delta\max}=\frac{1}{\sqrt{n}}\ \text{oder}\ \sqrt{n}=\frac{1}{\mathrm{tg}K_{\delta\max}}.\quad\text{Aus 1}b)$$

$$\mathrm{tg}\delta_{\max}=\tfrac{1}{2}\left(\frac{1}{\mathrm{tg}K_{\delta\max}}-\mathrm{tg}K_{\delta\max}\right)$$

und für den Sonderfall $k_s=0$ oder mit ν veränderlich

$$3)\ K_{(\delta\max=\varrho)}=45°-\frac{\rho}{2}.$$

Von der erstgenannten Fläche (mit der Spannung σ) (Abb. 4) weicht die Fläche der größten Spannungsneigung um $K_{\delta\max}-K_{2\delta}$ ab. Wegen der Symmetrie der Spannungsellipse sind es 2 Flächen, in denen der Reibungswinkel ρ oder die größtmögliche Schubspannung $\tau=\nu.\mathrm{tg}\delta+k_s$ zwischen Spannung und Flächennormale erreicht wird, in denen also ein Gleiten eintritt. Die zweite Fläche, von Krey als Pseudogleitfläche bezeichnet, hat in den meisten Fällen bloß eine untergeordnete Bedeutung.

Ist in einem Punkte des Erdkörpers der Grenzzustand des Gleichgewichtes erreicht, so läßt sich die Richtung der Gleitfläche in diesem Punkte bestimmen, falls die Neigung einer Spannung σ zu ihrer Flächennormalen und die Flächenrichtung bekannt ist. Ist auch die Größe dieser Spannung ermittelt, so lassen sich die Hauptachsen der Spannungsellipse bestimmen. Es ist

$$4)\ p=\sigma\sqrt{\frac{1+n^2\mathrm{tg}^2K_{1_\delta}}{1+\mathrm{tg}^2K_{1_\delta}}}$$

Damit würde die Größe aller Spannungen in einem Punkte für den Grenzzustand des Gleichgewichtes bestimmt sein.

Man kann die zu einer Fläche gehörige Spannung, wenn die Spannungsellipse nach Gestalt und Lage bekannt ist, auf zeichnerischem Wege, unter anderem in folgender Weise ermitteln (Abb. 6) Man zeichnet in die Spannungsellipse (in gleicher Lage wie diese) eine andere Ellipse mit dem Halbmesser $p^{1/2}$ und $q^{1/2}$ (Winkler'sche Stellungsellipse). Fläche und zugehörige Spannung sind dann konjugierte Durchmesser der Stellungsellipse. Die Richtungen können mit einander vertausch werden, sodaß die Flächenrichtung Spannungsrichtung und die Spannungsrichtung Flächenrichtung wird.

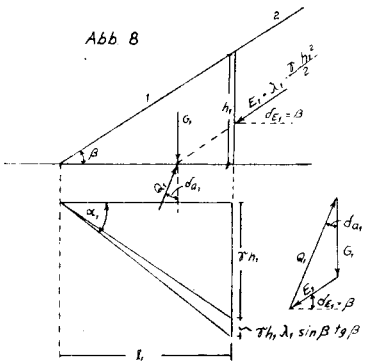
Wie eingangs erwähnt, wird man die Kenntnis von der Spannungsverteilung in einem Punkte des Erdkörpers, wie sie die Spannungsellipse liefert, in der Regel nur benutzen, um aus einer bekannten Spannung auf Lage und Größe anderer Spannungen im gleichen Punkte zu schließen, wie z.B. die Lage der Fläche mit der größten Spannungsneigung zu bestimmen. Rein rechnerisch den größten Erdduck auf eine senkrechte Fläche zu ermitteln, ist bis jetzt nur für geradlinige Gleitflächen gelungen. Bei gekrümmten und gebrochenen Gleitflächen ist man bislang auf den Weg des Probierens angewiesen. Es wird bei den Berechnungen eine Anzahl Gleitflächen untersucht und aus diesen die ungünstigste bestimmt.

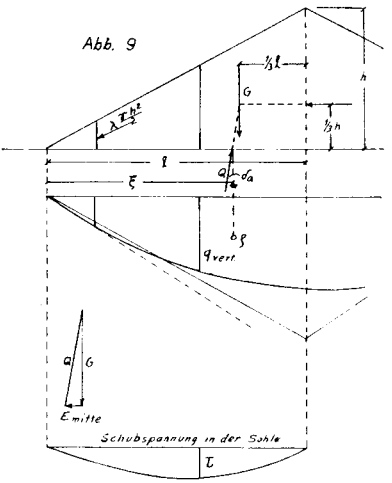
(4) BETRACHTUNGEN ÜBER DIE WAHRSCHEINLICHE VERTEILUNG DER ERDSPANNUNGEN IM INNEREN EINES DAMMKÖRPERS

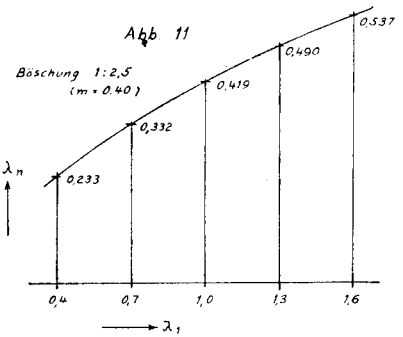
Kennt man bei einem Damm die Druckverteilung auf den Untergrund, so lassen sich die Erddrucke in senkrechten Schnitten in folgender Weise bestimmen. Man zerlegt den Querschnitt in eine Anzahl senkrecht begrenzter Streifen und bestimmt z. B. (Abb. 7*a* und *b*) für den Streifen n den Seitendruck E_n auf den Nachbarstreifen $n+1$ durch Zusammensetzen der Kräfte E_{n-1} aus dem Nachbarstreifen $n-1$, dem Gewicht G_n und Flächendruck Q_n des Streifens n. Diese Zerlegung ist möglich, wenn man außer E_{n-1} die Spannungen des Dammes $q_n = \frac{Q_n}{\Delta l}$ in der Sohlenfläche nach Größe und Richtung kennt. Für den Fall, daß man sich die einzelnen Streifen als feste Körper denkt, die Streifen also keinen Seitendruck haben, sind die lotrechten Sohlspannungen $q_{vert.} = \gamma . h.$ (Abb. 7) Schubspannungen sind in der Sohle in diesem Falle nicht vorhanden. Die Streifen sind nun nicht starr, sondern bestehen aus Körnern und üben deshalb Seitendrucke auf einander aus, die wegen der Oberflächenneigung und der Reibung in den Trennflächen nicht waagerecht, sondern geneigt sind. Die Reaktionsspannungen in der Sohlfläche des Dammes sind ebenfalls nicht senkrecht, sondern wegen des stärkeren Druckes der höheren Streifen geneigt. Ihre Komponenten in Richtung der Sohlfläche verhindern als Reaktions-Schubspannungen ein Ausweichen des Dammes nach außen. Diese Schubspannungen sind in der Dammitte = 0, da hier bei Symmetrie des Dammes und Gleichartigkeit des Dammbaustoffes und des Untergrundes die Erddrucke auf den Mittelstreifen sich gegenseitig aufheben. Die Neigung der Sohlendruckspannungen zur Flächennormalen nimmt in Richtung des Dammfußes zu. Da aber die Spannung q am Dammfuß gleich Null wird, verschwindet auch die Schubspannung an dieser Stelle.

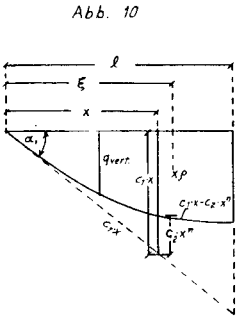
Die folgenden Ausführungen beruhen auf Untersuchungen, die von Herrn Ing. Ohde, meinem Assistenten in der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin, durchgeführt wurden. Es sind dabei möglichst einfache Verhältnisse zu Grunde gelegt, um Überschlagsformeln zu schaffen. Das Dammprofil ist

dreieckförmig und symmetrisch angenommen. Der Boden wird sowohl im Damm als auch im Untergrund als einheitlich vorausgesetzt. Die Spannungsfläche der vertikalen Sohlendrucke muß dann für jede Dammhälfte gleich deren Gewicht sein. Die Spannungskurve muß ferner in der Dammachse ihren Größtwert haben, also hier eine horizontal gerichtete Tangente besitzen. Am Fußende des Dammes muß sich der Verlauf der Kurve den Oberflächenbedingungen einfügen. Der Streifen 1 (Abb. 8) wird hier außer von









seinem Gewicht G_1 und dem Gegendruck Q_1 noch von dem Erddruck $E_1 = \frac{\lambda_1 . \gamma . h^2_1}{2}$ auf die senkrechte Trennfläche der Streifen 1 und 2 beansprucht. E_1 liegt hier im Bereich der Oberfläche, sodaß die Rankin'sche Theorie Gültigkeit hat, wonach der Erddruck auf senkrechte Flächen bei unbegrenzter ebener Oberfläche dieser gleich gerichtet ist. Die dreieckige Druckfläche der zunächst fest gedachten Streifen 1 und 2 erhält unter dem Streifen 1 eine im Drittelpunkt der Sohlfläche angreifende und sich daher dreiecksförmig verteilende

Zusatzkraft. Die Begrenzung der Q_1=Fläche bleibt mithin geradlinig. Das Gleichgewicht der lotrechten Kräfte erfordert:

$$G_1+E_1 \sin \beta=\frac{c_1 l_1^2}{2}, \text{ wo } c_1=\operatorname{tg}\alpha_1.$$

Setzt man $\frac{h_1}{l_1}=\operatorname{tg}\beta=m$, so wird

$$G_1=\gamma\frac{l_1.h_1}{2}=\gamma\frac{m.l_1^2}{2}$$

Es ist mit $E_1=\lambda_1.\frac{\gamma.h_1^2}{2}=\lambda_1\gamma.\frac{m^2 l_1^2}{2}$

$$\gamma.\frac{m.l_1^2}{2}+\lambda_1\frac{\gamma m.l_1^2}{2}\frac{m}{\sqrt{1+m^2}}=\frac{c_1 l_1^2}{2}$$

$$c_1=\gamma.m\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)$$

Die Tangente der Sohldruckkurve im Fußpunkt ist damit durch din Größe des Erddruckverhältniswertes λ_1 festgelegt. Wählt man nun für die Linie der Vertikalkomponente der Sohlendruckspannung $q_{vert.}$ eine Kurve der Form $q_{vert.}=c_1x-c_2x^n$ so, daß den bereits erwähnten Bedingungen hinsichtlich der Größe der Fläche und der Neigung der Endtangenten entsprochen wird, so wird dadurch der Verlauf der Sohlenpressung ungefähr wiedergegeben. In der senkrechten Mittelflache des Dammes wird unter den erwähnten Voraussetzungen (Symmetrie des Dammes usw.) der Erddruck E_{Mitte} im Drittel punkt angreifen und horizontal gerichtet sein (Abb. 9). Der Sohlendruck Q muß durch den auf die Sohlenfläche projizierten Schwerpukt der Spannungsfläche gehen. Die Größe von E_{Mitte} ist dadurch bestimmt, denn est ist:

$$\frac{E_{\text{Mitte}}}{G}=\frac{\frac{2}{3}l-\xi}{\frac{h}{3}}$$

oder $$E_{\text{Mitte}}=\frac{2l-3\xi}{h}G \text{ und } G=\frac{\gamma.ml^2}{2}.$$

Der Schwerpunktsabstand ξ ermittelt sich wie folgt: Der Inhalt der Sohlendruckfläche ist $Q_{\text{vert}}=G$, und man erhält

$$G\cdot\xi=\gamma\frac{m\cdot l^2}{2}\cdot\xi=\int_0^l(c_1x-c_2x^n)\cdot dx\cdot x=c_1\frac{l^3}{3}-c_2\frac{l^{n+2}}{n+2}.$$

Setzt man $$E_{\text{Mitte}}=\lambda_n\frac{\gamma.h^2}{2}=\frac{\lambda_n m^2 l^2\gamma}{2},$$

so ist $$\lambda_n\frac{m^2l^2\gamma}{2}=\frac{2l-3\xi}{h}\frac{\gamma ml^2}{2}=\frac{2-3\frac{\xi}{l}}{h}\frac{\gamma ml^2}{2}$$

oder $$\lambda_n=\frac{1}{m^2}(2-3\xi/l)$$

Die Konstanten c_2 und n werden aus folgenden Gleichungen bestimmt

$$1)\quad G=Q_{\text{vert}}=\int_0^l (c_1 x-c_2 x^n)\,dx$$

$$\gamma\cdot\frac{ml^2}{2}=\frac{c_1 l^2}{2}-\frac{c_2 l^{n+1}}{n+1}$$

$$2)\quad \left(\frac{dq_{\text{vert}}}{dx}\right)_{x=l}=0$$

oder
$$c_1-c_2 n\cdot l^{n-1}=0$$

und
$$c_2=\frac{c_1}{n\cdot l^{n-1}}$$

mit
$$c_1=\gamma\cdot m\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)\cdot$$

Es wird
$$\frac{\gamma\cdot m\cdot l^2}{2}=\gamma\cdot m\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)\frac{l^2}{2}$$

$$-\frac{\gamma\cdot m\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)l^{n+1}}{n\cdot l^{n-1}\qquad n+1}$$

$$l=\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)-\frac{2\left(1+\frac{m^2}{\sqrt{1+m^2}}\lambda_1\right)}{n^2+n}.$$

Setzt man
$$1+\frac{m^2\cdot\lambda_1}{\sqrt{1+m^2}}=\psi$$

so wird

$$3)\quad 2n+1=\sqrt{\frac{9\psi-1}{\psi-1}}$$

$$4)\quad \text{und } c_2=\frac{c_1}{n.l^{n-1}}=\frac{\gamma.m.\psi}{n.l^{n-1}}$$

$$\frac{\gamma.m.l^2}{2}\cdot\xi=\gamma.m.\psi\cdot\frac{l^3}{3}-\frac{\gamma.m.\psi.l^3}{n(n+2)}$$

$$\frac{\xi}{l}=\tfrac{2}{3}\psi-\frac{2\psi}{n(n+2)}=2\psi\left(\frac{1}{3}-\frac{1}{n(n+2)}\right)$$

$$\lambda_n=\frac{1}{m^2}\left[2-6\psi\left(\tfrac{1}{3}-\frac{1}{n(n+2)}\right)\right]$$

$$5)\quad \lambda_n=\frac{2(\psi-1)}{m^2}\left[\frac{3\psi}{2\psi+n(\psi-1)}-1\right]$$

ψ und n sind Funktionen von λ_1. Es ist daher möglich, Verbindungen zwischen λ_n und λ_1 — wenigstens überschläglich — anzugeben.

Man wird im allgemeinen annehmen können, daß der natürliche Erddruck in der Nähe der Erdoberfläche etwas kleiner ist als der

Seitendruck einer völlig reibungslos gedachten (flüssigen) Erdmasse von gleichem Gewicht. Für $\lambda_1 > 1{,}0$ würde man eine ausreichende Erklärung kaum finden können, da auch eine starke Verdichtung

Abb. 12

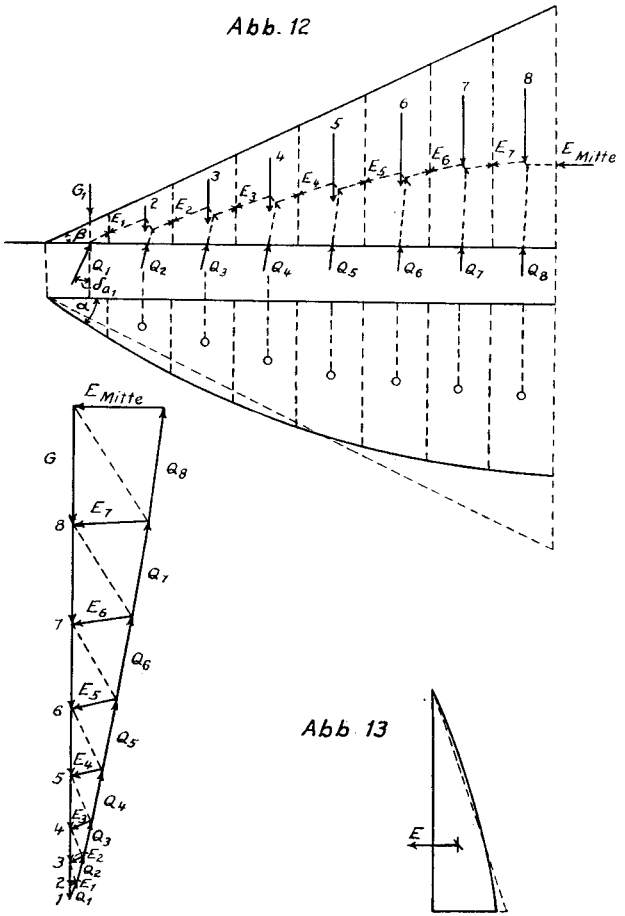


Abb 13

und damit Verspannung des Bodens sich im Dammfuß nicht lange halten wird. Setzt man $\lambda_1 = 1{,}0$ als oberen Grenzwert, so wird

$$\lambda_n \leqq \frac{2}{\sqrt{1+m^2}}\left[\frac{\left(3m^2+\sqrt{1+m^2}\right)}{2\sqrt{1+m^2+m^2(2+n')}}-1\right]$$

mit

$$n' = \frac{1}{m}\sqrt{9m^2+8\sqrt{1+m^2}}.$$

Als unterer Grenzwert gilt für λ_n der aktive Erddruck in der Dammitte. Der natürliche Erddruck wird aber mehr in der Nähe der oberen Grenze liegen.

Abbildung 11 zeigt die Auswertung der Näherungsformel für λ_n bei verschiedenen Werten von λ_1 für den Fall eines dreieckigen symmetrischen Dammprofiles mit den Böschungen 1:2,5.

Die Resultierende der Erddruckspannungen in den senkrechten Streifenbegrenzungen hat bei dem fußseitigen Streifen die größte Neigung zur Flächennormalen (=tgβ). Setzt man vom ersten Streifen mit dem Gewicht G_1 beginnend für jeden Streifen die G,Q und E-Werte in einem Kräfteplan zusammen (Abb. 12) so erhält man die Erddrucke in den senkrechten Streifenbegrenzungen. Das Verfahren hat die Unsicherheit, daß bei jedem Streifen eine nicht durch die Gleichgewichtsbedingungen zu erfassende Unbekannte bleibt. Wählt man für die Sohlfläche eine Schubspannungskurve, so kann man aus dieser Kurve die Richtung der Q-Kräfte bestimmen. Die Durchführung der Kräftezerlegung kann vom Fuß und von der Mitte her erfolgen, da E_{Mitte} nach Lage, Größe und Richtung unter den Annahmen des vorhergehenden Absatzes nach Formel 5) bestimmt werden kann. Die Richtung der Q-Kräfte ist dann durch Probieren so festzulegen, daß die E-Kräfte im mittleren Streifen nach Lage, Richtung und Größe zusammenfallen. Das Verfahren ist verhältnismäßig schnell durchzuführen und ergibt eine hinreichende Genauigkeit. Die Neigung des Erddruckes E nimmt von Streifen zu Streifen erst wenig, dann allmählich mehr ab, bis sie in der Mittelsenkrechten des Dammquerschnittes=0 ist. In gleicher Weise sinkt δ_Q von seinem Größtwert am Dammfuß auf 0 in der Dammitte.

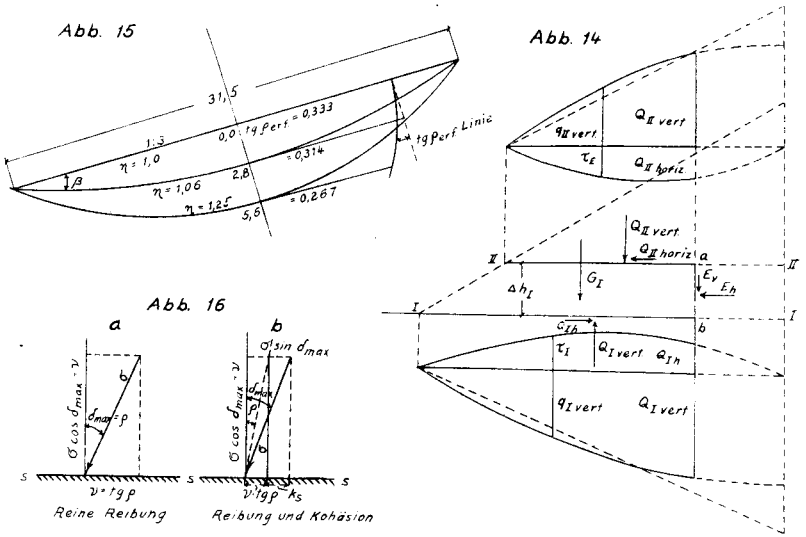
Der Angriffspunkt des Erddruckes in den senkrechten Streifengrenzflächen liegt in den für $\lambda_1=1{,}0$ untersuchten Querschnitten beim ersten Streifen in ⅓ Höhe, rückt bei dem nächsten höher hinauf und erreicht seine größte Abweichung vom Drittelpunkt (von der Mitte aus gerechnet) etwa in den Drittelpunkten der Dammbreite mit einem Abstand von rd. 0,4 h über der Sohle, wo h die Höhe der betr. Trennfläche ist. Die Verteilung der Erddruckspannungen in den senkrechten Flächen ist also nur am Dammfuß und in der Dammmitte dreieckförmig. Sie ist in den übrigen Flächen nicht geradlinig, sondern durch eine Kurve begrenzt (Abb. 13), sodaß die Spannungen in den oberen Flächenteilen gegenüber der geradlinigen Begrenzung zunehmen. Die Schubspannung in der Dammsohle verteilt sich wie in der Abbildung 9 angegeben. Sie ist am Dammfuß und in der Dammitte = 0 und erhält ihren Größtwert etwa in der Mitte der Dammhälfte. In der gleichen Weise wie die Spannungsverteilung näherungsweise für die Sohle bestimmt ist, läßt sie sich auch für jeden horizontalen Dammschnitt feststellen.

Die Ermittlung der Spannungsverteilung in den senkrechten Schnitten (Trennflächen der Streifen) erfordert weitere Untersuchungen. Durch die Zusammensetzung der Kräfte in den einzelnen Streifen (Abb. 12) erhält man nur den Gesamterdruck in den Streifentrennflächen nach Lage, Größe und Richtung. Von den Spannungen wissen wir, daß sie in der Nähe der Böschungsoberfläche dieser gleichgerichter sind. Sie haben dort ihre größte Neigung zur Flächennormalen. Diese Neigung nimmt mit wachsender Tiefe ab. Ferner wissen wir, daß an jedem Punkte die Schubspannung in der senkrechten Fläche gleich der in der anstoßenden waagerechten Fläche ist. Da wir die angenäherte Verteilung der Schubspannung in einem waagerechten Schnitte ermittelt haben, so kennen wir auch die Vertikalkomponente der Erddruckspannung in dem anstoßenden Teil eines senkrechten Schnittes. Von den Spannungsflächen in den senkrechten Schnitten kennen wir die Größe durch die Untersu-

chungen der senkrechten Streifen (Abb. 12) und die Lage ihrer Schwerpunkte. Auch ist uns durch die Oberflächenbedingung der Verlauf der Kurve an der Spitze bekannt. Die Spannungsfläche des Erddruckes wird sich dadurch genügend genau zeichnen lassen. Ebenso kennen wir von der Verteilung der Schubspannung die Spannung an der Oberfläche und in dem Teil der Fläche, welcher an die untersuchten waagerechten Schnitte angrenzt. Weiter ist uns der Inhalt der Fläche aus Größe und Richtung des Erddruckes bekannt. Hieraus wird sich auch die Gestalt dieser Fläche hinreichend genau bestimmen lassen.

Will man die Bestimmungen eingehender durchführen, so kann man für die weitere Untersuchung den Damm außer in senkrechte auch in waagerechte Streifen zerlegen (Abb. 14). Es sind dann für jede waagerechte Fläche die $Q_{vert.}$ — und Q_h — Kräfte nach ihrer Größe aus den Spannungsflächen zu bestimmen, ebenso das Gewicht der Streifen. Der Erddruck, der auf die senkrechte Streifenfläche $a-b$ wirkt, ist dann $E_v = Q_{I\ vert.} - (Q_{II\ vert.} + G_I)$ und $E_h = Q_{Ih} - Q_{IIh}$. Ist die Streifenhöhe Δh_1, so ist die mittlere Spannung in der Fläche a–b: $\sigma_E = \frac{E_h}{\Delta h_I}$ und $\tau_E = \frac{E_v}{\Delta h_I}$. Aus den mittleren Erddruckspannungen für jeden horizontalen Streifen lassen sich für jede senkrechte Trennfläche die beiden Spannungsflächen für Schub und Druck zeichnen.

Sind die Spannungen in zwei senkrecht zu einander stehenden Flächen nach Größe und Richtung bekannt, so läßt sich die Span-



nungsellipse nach Größe und Lage bestimmen. Die Verteilung der Spannungen im Dammkörper ist damit bekannt. Die vorstehenden Überlegungen setzen gleichmäßigen Dammboden und Dammuntergrund voraus und hängen von den Annahmen der Form der Sohlendruckverteilung und der Größe des Erddruckes auf dem 1. Streifen

am Dammfuß oder in der Dammitte ab. Es muß erstrebt werden, für diese Annahmen durch genaue Erddruckmessungen an Modellen und an ausgeführten Dämmen Unterlagen zu schaffen.

(5) EINIGES ÜBER DIE LAGE DER GLEITFLÄCHEN

Rutschungen im kohäsionslosen Boden, also z.B. lockeren Sand und Kies, können nur in den obersten Schichten auftreten. Es gilt im Bereich der Oberfläche der Rankinsche Satz, daß die Erdspannungen in senkrechten Flächen beim unendlichen Erdkörper der Oberfläche gleichgerichtet sind. Denkt man sich eine solche Böschung um ihren Fußpunkt gedreht, sodaß sie allmählich steiler wird, dann erreichen in dem obersten Teil der senkrechten Flächen die Spannungsneigungen ihren größtmöglichen Wert tg ρ zur gleichen Zeit wenn die Neigung der Böschung $=\mathrm{tg}\rho$ wird. Die Gleitflächen laufen dann parallel zur Böschung. In den größeren Tiefen nehmen die Spannungsneigungen der senkrechten Fläche nach den Ausführungen des vorhergehenden Abschnittes ab, sodaß hier die größtmögliche Spannungsneigung gar nicht erreicht wird, eine Rutschung also nicht eintreten kann. Das gleiche geht aus der nachfolgenden Böschungsuntersuchung hervor.

Hat man (Abb. 15) für zwei verschieden tief liegende kreisförmige Gleitflächen einer Böschung 1:3 die zum Gleichgewicht gerade erforderlichen $\mathrm{tg}\rho_{\mathrm{erf.}}$ Werte ermittelt, so zeigt die über den Pfeilhöhen der Bögen aufgetragene $\mathrm{tg}\rho_{\mathrm{erf.}}$ Kurve, daß die erforderlichen Reibungsbeiwerte im Bereich der Oberfläche den Wert $\frac{1}{3}$ haben und mit der Tiefe in stärker werdenden Maße abnehmen. Für den Fall, daß der vorhandene Reibungswinkel $\rho_{vorh.}$ gleich dem Böschungswinkel β ist, nimmt der Sicherheitsgrad der Gleitfläche $\eta=\frac{\mathrm{tg}\rho_{\mathrm{vorh.}}}{\mathrm{tg}\rho_{\mathrm{erf.}}}$ von 1,0 in der Böschung mit wachsender Tiefe zu. Eine Rutschung kann also nur an der Oberfläche eintreten.

Im Gegensatz zu den kohäsionslosen Böden liegen die ungünstigsten Gleitflächen bei den Böden mit Haftfestigkeit nicht an der Oberfläche, sondern in größerer Tiefe. Diese Tiefenlage nimmt mit wachsender Kohäsion zu. Bei reiner Reibung ist der Schubwiderstand in der Gleitfläche nur von dem Reibungswinkel ρ abhängig. Sobald die Spannungsneigung einer Fläche s–s den Wert tgρ überschreitet, tritt ein Gleiten in dieser Fläche ein (Abb. 16*a*). Es ist die größtmögliche Spannungsneigung $\mathrm{tg}\delta_{\max}=\mathrm{tg}\rho$. Die Größe der Spannung ist hier ohne Einfluß.

Bei den Böden mit Haftfestigkeit (kohärente Böden) kann nicht nur die Größe der Spannungsneigung, sondern auch die Größe der Spannung in einer Fläche ein Abscheren bewirken. Der von der Schubspannung $\sigma \sin \delta$ zu überwindende Schubwiderstand (Abb. 16*b*) hängt nicht nur von der inneren Reibung ab, die mit der Spannung sich ändert, sondern auch von der Haftfestigkeit, die von der vorhandenen Spannung in den meisten Fällen unabhängig ist. Es muß bei Eintritt eine Gleitbewegung in der Fläche s–s sein:

$$\mathrm{tg}\delta_{\max}=\nu\cdot\mathrm{tg}\rho+k_s=\mathrm{tg}\rho+\frac{k_s}{\nu}$$

Mit zunehmender Vertikalkomponente der Spannung, also mit wachsender Tiefe t, wird die zum Abscheren erforderliche Spannungsneigung $tg\delta_{max}$ kleiner. Es wird daher die zum Gleiten erforderliche Spannungsneigung (z. B. durch Abnahme der Kohäsion) in einer bestimmten Tiefe t früher erreicht als im Bereich der Oberfläche.

Es muß demnach $\text{tg}\delta_{max}=\text{tg}\rho+\frac{k_s}{\nu}>\text{tg}\beta$ (Oberflächenneigung) sein.

In der Tiefe t kann man $\nu=\gamma.t$ setzen. Die Gleitfläche wird also in ihrem mittleren Teil immer tiefer liegen als

$$t=\frac{\nu}{\gamma}=\frac{1}{\gamma}\frac{k_s}{\text{tg}\beta-\text{tg}\rho}$$

Die Tiefe der Gleitfläche wächst demnach mit zunehmender Kohäsion und abnehmender Reibung und wird für Böden mit reiner Kohäsion am größten.

Es ist möglich, daß in besonderen Fällen ein Abscheren des Bodens zunächst in dem tief liegenden mittleren Teil der Gleitfläche eintritt

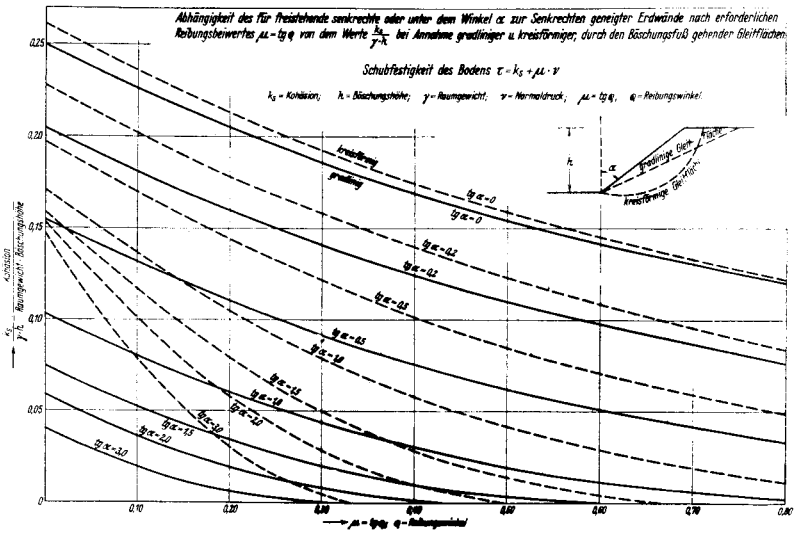


Abb. 17.

und die Bewegung sich dann nach beiden Enden der Gleitfläche allmählich fortsetzt. Professor Fellenius [8] hat in seiner Abhandlung: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion auf Seite 23 (Abb. 22) ebenfalls nachgewiesen, daß bei kreisförmigen Gleitflächen, die durch den Fuß der Böschung gehen, die Gleitfläche umso tiefer im Dammkörper liegt, je größer die Kohäsion ist.

Nach den vorhergehenden Ausführungen besteht bis jetzt nicht die Möglichkeit, die ungefähre Lage der ungünstigsten Gleitfläche im Inneren eines Dammes zu bestimmen. Es bleibt daher bei der Untersuchung von Dammkörpern aus gleichmäßigem Material nichts anderes übrig als mit Näherungsberechnungen vorzugehen. Geradlinige Gleitflächen nach Abbildung 17 zu untersuchen ist zwecklos, da sie nach den Ausführungen im Krey,[13] "Erddruck, Erdwider-

stand" 5. Aufl., S. 172 u. f. nur bei senkrechten Böschungen ($\beta=90°$) und größeren Reibungsbeiwerten annähernd ähnliche Ergebnisse wie die kreisförmigen Gleitflächen zeigen. Je geneigter die Böschung und je kleiner der Reibungsbeiwert, um so kleineren Widerstand zeigen die kreisförmigen Flächen gegenüber den geradlinigen. Man wird also nur kreisförmige oder gebrochene geradlinige Gleitflächen untersuchen, die entweder durch den Böschungsfuß gehen oder im Dammuntergrund verlaufen, um außerhalb des Dammfußes die Oberfläche zu erreichen.

(6) RECHNUNGSVERFAHREN BEI GEBROCHENEN GERADLINIGEN UND BEI KREISFÖRMIGEN GLEITFLÄCHEN

Bestehen Damm und Untergrund aus gleichmäßigem Material, so wird man eine Anzahl geradliniger gebrochener oder kreisförmiger Gleitflächen untersuchen und der Bestimmung des Sicherheitsgrades des Dammes diejenige Fläche zu Grunde legen, welche den geringsten Widerstand gegen die Gleitbewegung oder den kleinsten Sicherheitsgrad zeigt. Im allgemeinen zeigen richtig entworfene gebrochene geradlinige Gleitflächen nur ganz geringe Abweichungen im Ergebnis gegenüber den kreisförmigen Gleitflächen von gleicher Lage und Verlauf.

Es ist in manchen Fällen das Arbeiten mit den gebrochenen geradlinigen Gleitflächen einfacher. Daher mögen sie zunächst behandelt werden. Abb. 18 und 19 zeigen geradlinige gebrochene Gleitflächen ohne und mit Kohäsion.

a) Geradlinige gebrochene Gleitflächen ohne Kohäsion.—Die analytische Ermittlung des Erddruckes auf die Fläche *a–a* beim Fehlen der Kohäsion ergibt aus: Summe der senkrechten und waagerechten Kräfte=0:

$$E_{a_2}=\frac{G_2\operatorname{tg}(\theta_2-\rho)+E_{a_1}\left[\cos\delta_1+\sin\delta_1\operatorname{tg}(\theta_2-\rho)\right]}{\cos\delta_2+\sin\delta_2\operatorname{tg}(\theta_2-\rho)}$$

$$G_2=\frac{\gamma.l_2}{2}\left[2h_2+l_2(\operatorname{tg}\beta_2-\operatorname{tg}\theta_2)\right]$$

$$E_{a_1}=\lambda_a\frac{\gamma.h_1^2}{2}$$

$$\lambda_a=\frac{\cos^2\rho}{\cos\delta_1\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\rho+\delta_1)\sin\rho}{\cos\delta_1}}\right]^2}$$

$$h_1=h_2+l_2(\operatorname{tg}\beta_2-\operatorname{tg}\theta_2)$$

Die erste Abgeleitete $\frac{dE_{a_2}}{d(\operatorname{tg}\theta_2)}$ zur Bestimmung von θ_2 für $E_{a_{2\max}}$ ergibt für tg θ_2 eine Gleichung 4. Grades. Es empfiehlt sich daher, die Rechnung graphisch durchzuführen für einige Winkel θ_2 und Höhen h_2 und so den grössten Wert E_{a_2} zu bestimmen. Die Neigungen der Erddrucke sind nach den Ausführungen über die Spannungsverteilung in senkrechten Schnitten des Dammkörpers zu wählen. Die gleiche Untersuchung wird für den Dammkörper links von *a–a* durchgeführt.

und es werden die Gleitflächen bestimmt, für die E_{p_2} ein Kleinstwert wird. Man kann nun den Sicherheitsgrad der Böschung $\eta = \frac{E_{p_2}}{E_{a_2}}$ setzen. Besser ist es jedoch, die Rechnung mit 2 angenommenen Reibungsbeiwerten z.B. $\mathrm{tg}\rho = 0{,}5$ und 0,6 durchzuführen and danach den Reibungsbeiwert tg $\rho_{erf.}$ zu bestimmen, welcher garade zum

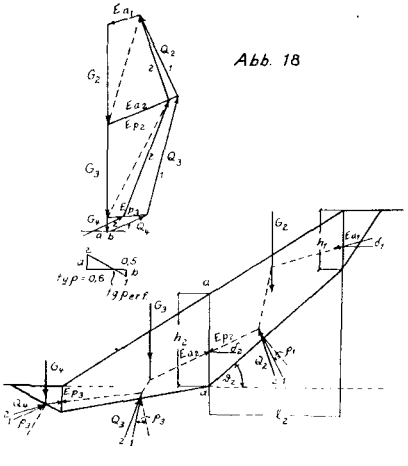


Abb. 18

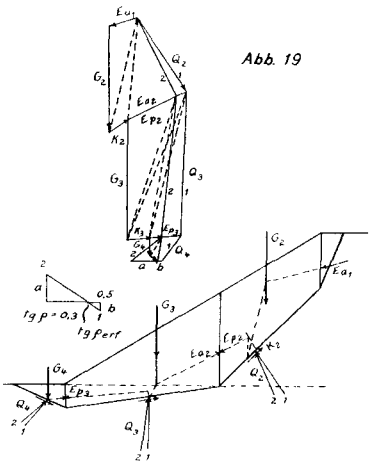


Abb. 19

Gleichgewicht erforderlich ist. Der Sicherheitsgrad der Böschung ist dann $\eta = \frac{\rho_{\text{vorhanden}}}{\rho_{\text{erforderlich}}}$

mit Kohäsion.—Ist im Boden Kohäsion vorhanden, so gelten für die analytische Lösung folgende Beziehungen:

$$E_{a_2} = \frac{G_2 \mathrm{tg}(\theta_2 - \rho) + E_{a1}[\sin\delta_1 \mathrm{tg}(\theta_2 - \rho) + \cos\delta_1] - k_s . l_2 [\mathrm{tg}\theta_2 \mathrm{tg}(\theta_2 - \rho) + 1]}{\cos\delta_2 + \sin\delta_2 \mathrm{tg}(\theta_2 - \rho)}$$

$$G_2 = \frac{l_2 . \gamma}{2}[2h_2 + l_2(\mathrm{tg}\beta_2 - \mathrm{tg}\theta_2)]$$

$$E_{a_1} = \frac{\left[\frac{\gamma . h_1^2}{2\mathrm{tg}\theta} - k_s . l_1 (\sin\theta_1 \mathrm{ctg}(\theta_1 - \rho) + \mathrm{tg}\theta_1 \sin\theta_1)\right]}{\sin\delta_1 + \cos\delta_1 \mathrm{ctg}(\theta_1 - \rho)}$$

$$h_1 = h_2 + l_2(\mathrm{tg}\beta_2 - \mathrm{tg}\theta_2)$$

Für E_{a_1} kann man θ_1 aus den Tabellen entnehmen,da für diesen Fall die Kohäsion auf die Lage der ungünstigen Gleitfläche ohne Einfluss ist.

Auch hier ist die graphische Lösung die einfachere und führt am schnellsten zum Ziel. Für die weitere Bearbeitung gelten die Ausführungen wie im Falle des kohäsionslosen Bodens. (Abb. 19.)

(*b*) *Kreisförmige Gleitflächen.*

Analytische Lösung.—Bewegt sich ein Bodenteil vom Gewicht G für einen gewählten Gleitkreis auf einer kreisförmigen kohäsionslosen Gleitfläche, so sind die von den radialen Flächendruckkomponenten

$q_v = q \cos \rho$ abhängigen Anteile des Schubwiderstandes unter dem Winkel ρ zur Normalen geneigt und haben vom Mittelpunkt des Gleitkreises den Abstand $R \sin \rho$ (s. Abb. 20). Es ist im Beginn der Bewegung $G.a = \int_0^\alpha q \sin\rho \cdot R^2 \cdot d\alpha$ Nimmt man nach Krey, ([13]) S. 125 u 126, für q eine parabolische Verteilung an mit q_m als Druckspannung in der Gleitflächenmitte, so wird

$$G \cdot a = 2/3 q_m \alpha \cdot \sin\rho R^2.$$

Ersetzt man q_m durch $Q = G$, so wird

$$q_m = \frac{\alpha^2 \cdot G}{R 4\sqrt{2}} \sqrt{\alpha^2(1+\cos\alpha)+4(1-\alpha \cdot \sin\alpha - \cos\alpha)}$$

$$G \cdot a = \frac{\alpha^3 \sqrt{2} G R \sin\rho}{12\sqrt{\alpha^2(1+\cos\alpha)+4(1-\alpha\sin\alpha-\cos\alpha)}}$$

Setzt man

$$m = \frac{\alpha^3\sqrt{2}}{12\sqrt{\alpha^2(1+\cos\alpha)+4(1-\alpha\sin\alpha-\cos\alpha)}}$$

so erhält man

$$\sin\rho = \frac{G \cdot a}{G \cdot m \cdot R} = \frac{a}{m \cdot R} \text{ oder } m \cdot R \cdot \sin\rho = a.$$

Der Wert m ist für Winkel α bis 70° nur wenig grösser als 1 ($<1{,}04$). Das Gewicht ΣG des abgleitenden Erdteiles, welches mit der Resultie-

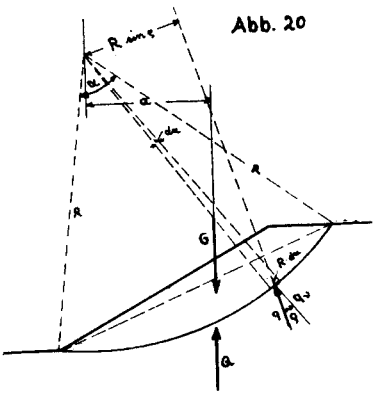


Abb. 20

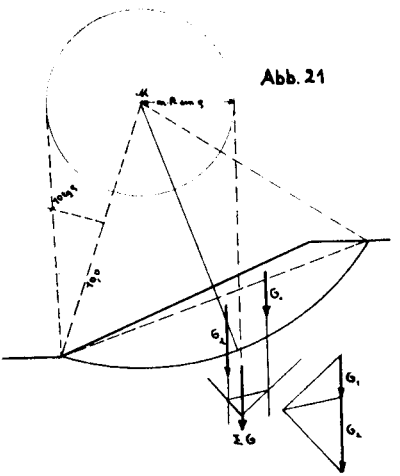


Abb. 21

renden Q des Gleitflächendruckes zusammenfällt, hat den Abstand $m\ R$ sin ρ vom Mittelpunkt des Gleitkreises. Für kleine Winkel α wird genügend genau

$$a = R \sin\rho \text{ und } \sin\rho = \frac{a}{R}$$

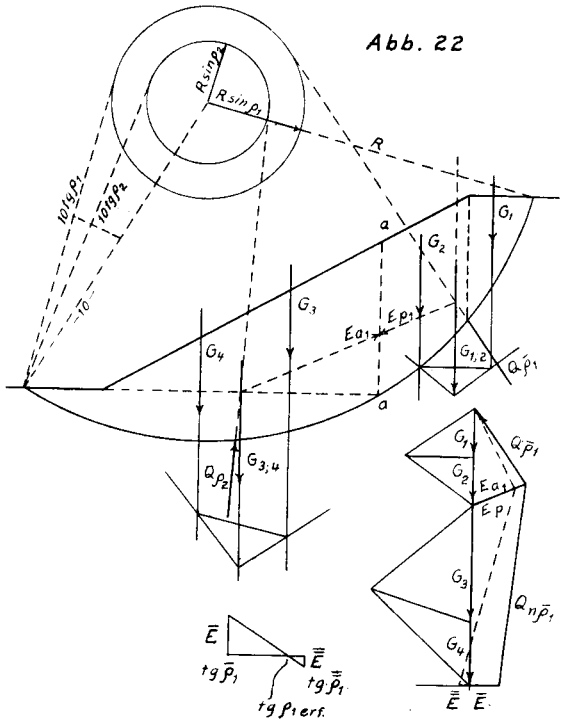
Graphische Behandlung.—

Ohne Kohäsion.

Die graphische Ermittlung der Kräfte bei fehlender Kohäsion geschieht nach der nebenstehenden Abbildung 21, die keiner Erklärung bedarf.

Bei der graphischen Behandlung werden die spez. Schubwiderstände zu Resultierenden zusammengefasst. Die Resultierende Q der vom Druck des gleitenden Körpers abhängigen Spannung q der Gleitfläche fällt entweder mit dem Gewicht G des Erdkörpers zusammen oder, wenn Böden mit verschiedener Reibung $\mathrm{tg}\rho_1$ und $\mathrm{tg}\rho_2 = n \cdot \mathrm{tg}\rho_1$ vorliegen, Q also in mehrere Teile zerlegt werden muss, geschieht die Bestimmung der Lage und Grösse von Q etwa nach dem in Abbildung 22 dargestellten Verfahren. Es werden die Gleitflächenabschnitte $\mathrm{tg}\rho_1$ und $\mathrm{tg}\rho_2$ für sich behandelt. In der Trennfläche a-a entsteht ein Erddruck E_{a_1}, der auf Grund der Ausführungen unter Abschn. A. 4 nach Lage und Richtung anzunehmen ist. Zunächst

Abb. 22



werden für $\mathrm{tg}\rho_1$ und $\mathrm{tg}\rho_2 = n \cdot \mathrm{tg}\rho_1$ je zwei Werte $\mathrm{tg}\bar{\rho}_1$ und $n \cdot \mathrm{tg}\bar{\rho}_1$ bzw. $\mathrm{tg}\bar{\bar{\rho}}_1$ und $n \cdot \mathrm{tg}\bar{\bar{\rho}}_1$ angenommen. Es wird dann E_a mit $G_{1,2}$ zu einer Resultierenden $Q_{\bar{\rho}_1}$ zusammengesetzt, die den Kreis $R \sin \bar{\rho}_1$ berührt. Da in der Fäche a-a bei Eintritt des Gleitens $E_a = E_p$ sein muss, so wird der so ermittelte Wert E_p mit der Resultierenden $G_{3,4}$ zusammengesetzt zu einem Gleitflächendruck $Q_{\bar{\rho}_2}$, der den Kreis $R \sin \bar{\rho}_2$ berührt. Das Krafteck wird sich nicht schliessen. Es ist zur Herstellung des Gleichgewichts eine weitere Zug- oder Druckkraft $\bar{E}$ in dem unteren Erdkörper erforderlich. Eine zweite Kräftezerlegung in der gleichen Weise mit $\mathrm{tg}\bar{\bar{\rho}}_1$ und $n \cdot \mathrm{tg}\bar{\bar{\rho}}_1$ durchgeführt ergibt eine Zusatzkraft $\bar{\bar{E}}$. Setzt man diese Zusatzkräfte $\bar{E}$ und $\bar{\bar{E}}$ in Beziehung zu den angenommenen Werten $\mathrm{tg}\bar{\rho}_1$ und $\mathrm{tg}\bar{\bar{\rho}}_1$, so erhält man eine annähernd gerade Linie und auf dieser für $E = 0$ den Wert $\mathrm{tg}\rho_{\mathrm{ert.}}$ und

daraus $n \cdot tg\rho_{erf.}$, bei denen die Böschung im Gleichgewicht ist. Der Sicherheitsgrad der Böschung ist dann

$$\eta = \frac{tg\rho_{vorhanden}}{tg\rho_{erforderlich}}$$

Mit Kohäsion.

Ebenso wie die Druckspannungen müssen auch die Haftfestigkeitsspannungen für die graphische Untersuchung in den zu untersuchenden Gleitflächen zu Resultierenden zusammengefasst werden. Das kann z.B. nach der im Krey, ([13]) S. 198 u.f. gezeigten Weise graphisch oder rechnerisch erfolgen (Abb. 23). Ist b die Länge der Gleitfläche, l die Länge der Gleitflächensehne, α der Zentriwinkel der Gleitfläche und ξ der Abstand der Kohäsion vom Mittelpunkt C der Gleitfläche, so ist

$$\xi = \frac{b.R}{l} = \frac{\alpha.R}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} = R \frac{\frac{\alpha}{2}}{\sin \frac{\alpha}{2}}$$

ξ erhält man zeichnerisch wie folgt: Man zieht im Mittelpunkt A der Gleitfläche eine Tangente, auf der von A aus die Strecken $l/2$ bis L und $b/2$ bis R abgetragen werden. Der Schnittpunkt der Linien CL und der Parallelen durch R zu CA liefert in M einen Punkt der Richtung von K_s, die parallel zur Bogensehne OJ läuft. Lage und Richtung von K_s sind damit bestimmt.

Die Zusammensetzung der Kräfte erfolgt in der nebenstehend (Abb. 24) angegebenen Weise. Der Dammboden mäge die Werte γ_1 sowie $tg\rho_1$ und K_{s1} und der Dammuntergrund die Werte γ_2 sowie $tg\rho_2 = n_1 \cdot tg\rho_1$ und $K_{s2} = n_2 \cdot K_{s1}$ haben. Man wählt dann zunächst für die Kohäsion einen Sicherheitsgrad η'_{Ks} und ermittelt daraus die in die Rechnung einzusetzenden Werte

$$\overline{K}_{s1} \text{ und } \overline{K}_{s2} = n\overline{K}_{s1} \text{ zu } \frac{n \cdot K_{s1}}{\eta'_{Ks}} \text{ und } \frac{K_{s1}}{\eta'_{Ks}}$$

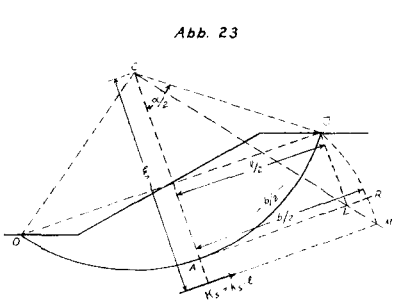
Dann wählt man für die beiden durch a–a getrennten Rutschkörper Reibungsbeiwerte $tg\rho_1$ und $n\ tg\rho_1$, die etwa im Bereich von $\frac{tg\rho_1}{\eta'_{Ks}}$ liegen. Mit diesen führt man die Kraftzerlegung durch, wobei man zum Schluss als Zusatz eine Zug- oder Druck-Kraft $\bar{E}$ in Richtung von $\overline{K}_{s2}$ erhält, die zum Gleichgewicht nätig ist. Eine 2. Kräftezerlegung mit neugewählten Werten $tg\bar{\rho}_1$ und $tg\bar{\rho}_2 = n \cdot tg\bar{\rho}_1$ ergibt eine andere Zusatzkraft $\bar{\bar{E}}$. Werden die Zusatzkräfte zu den gewählten Werten $tg\bar{\rho}_1$ und $tg\rho_1$ in Beziehung gesetzt, so erhält man für $E=0$ den Wert $tg\rho_{erf.}$, der zum Gleichgewicht erforderlich ist. Der Sicherheitsgrad η'_ρ ist $\frac{tg\rho_{vorh.}}{tg\rho_{erf.}}$. Er wird von dem gewählten Sicherheitsgrad η'_{Ks} abweichen. Man wählt daher für k_s einen neuen Sicherheitsgrad η''_{Ks} und bestimmt in der beschriebenen Weise den hierzu gehärigen Wert η''_ρ. Setzt man nun die gewonnenen Sicherheitsgrade für Reibung und Haftfestigkeit mit einander in Beziehung (die Beziehungslinie verläuft auch hier ziemlich gerade), so schneidet

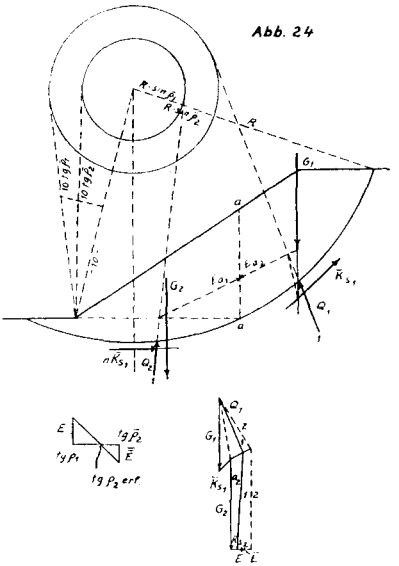
die $\eta_{Ks}=\eta_\rho$-Linie diese Beziehungslinie in dem Punkte η mit den gesuchten Werten $\eta_{Ks}=\eta_\rho$.

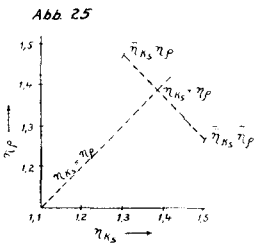
Um die ungünstigste kreisförmige Gleitfläche zu finden, muss man eine grössere Zahl mit den verschiedensten Halbmessern und mit den verschiedensten Lagen der Kreismittelpunkte untersuchen und dann als ungünstigste diejenige bestimmen, die den kleinsten Sicherheitsgrad besitzt.

Rechnungsverfahren nach Fellenius.

Professor W. Fellenius hat in seinem Buche (8): "Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion usw." in Abbildung 20 für kreisförmige Gleitflächen, die im gleichmässigen Boden verlaufen



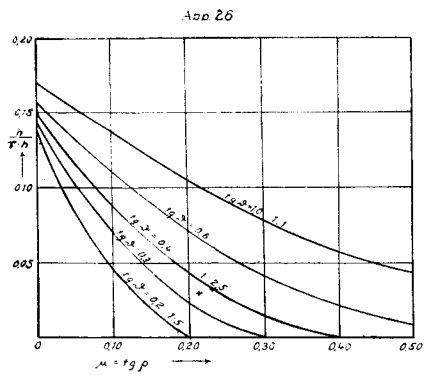


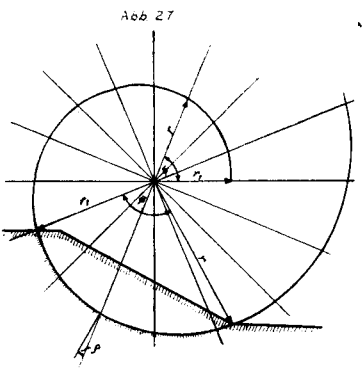


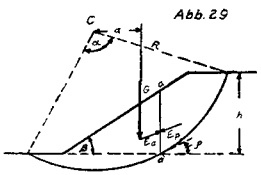
und durch den Fuss der Böschung gehen, Beiziehungslinien zwischen der inneren Reibung und dem Kohäsionsverhältnis $\frac{k}{k_o}$ aufgestellt. Es sind die ungünstigsten Gleitflächen für verschiedene Böschungswinkel θ ermittelt. k_o bedeutet hierbei die Haftfestigkeit oder Kohäsion, bei der eine Böschung mit dem Winkel θ ohne jede Reibung gerade noch im Gleichgewicht bleibt. Der Wert $\frac{4k_o}{\gamma.h}=c$ kann für jeden Böschungswinkel θ aus der Abbildung 7 des Buches von Fellenius entnommen werden. Multipliziert man nun die Ordinate $\frac{k}{k_o}$ der Abbilding 20 mit $\frac{c}{4}$, so erhält man statt $\frac{k}{k_o}$ Werte solche von $\frac{k}{\gamma.h}$ in Beziehung zu den Winkeln ρ der inneren Reibung für verschiedene Böschungswinkel θ. Abbildung 26 ist in dieser Weise aus Abbildung 7 und 20 des Buches von Fellenius entstanden. Die Kurven (Krey: (18) S. (133) erleichtern sehr die Berechnung von Böschungskörpern.

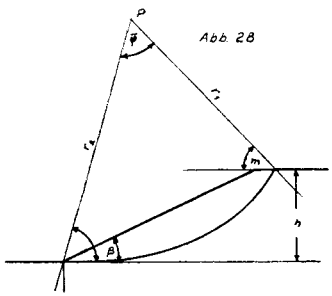
Voraussetzung für ihre Anwendung ist allerdings, dass die Gleitflächen am Böschungsfuss austreten, und dass sie in einem einigermassen homogenen Boden verlaufen, in dem Kohäsion und Reibung sich nicht wesentlich ändern. Ist die zu untersuchende Böschung durch Bankette unterbrochen und hat sie wechselnde Böschungsneigungen, so ist eine geradlinige Ausgleichlinie so zu ziehen, dass sowohl ein Ausgleich der Massen vorhanden ist, als auch das Moment der zugefügten und abgeschnittenen Massen in Bezug auf den Mittelpunkt des gewählten Gleitkreises möglichst gleich Null ist.

Der Gebrauch der Kurven möge an Hand eines Beispieles gezeigt werden. Eine 15,0 m hohe Dammböschung (aus gleichmässigem Material) oder ihre Ausgleichlinie habe die Neigung 1:2,5 gegen die Horizontale. Der Winkel der inneren Reibung sei $\mathrm{tg}\rho=\mu=0{,}32$. Die im Boden vorhandene Kohäsion betrage $k_s=1{,}4$ t/m² und das Raumgewicht 1,9 t/m³. Es soll der Sicherheitsgrad der Böschung gegen









Abrutschen bestimmt werden. Zunächst nimmt man für die Kohäsion eine Sicherheit $\eta_k=1{,}5$ und errechnet den Wert

$$\frac{k}{\eta_k.\gamma.h}=\frac{1{,}4}{1{,}5.1{,}9.15{,}0}=0{,}0327.$$

Aus den Kurven der Abbildung 26 findet man für $\mathrm{tg}\theta=1:2{,}5=0{,}4$ den Reibungsbeiwert $\mu=\mathrm{tg}\rho=0{,}233$. Die für den Reibungsbeiwert vorhandene Sicherheit ist danach $\eta\mathrm{tg}\rho=\frac{0{,}32}{0{,}233}=1{,}37$. Wählt man jetzt

einen 2. Wert $\eta'_{k_s}=1{,}3$, so erhält man auf die gleiche Weise ein $\eta_{tg\rho}=1{,}5$. Trägt man nun die beiden Beziehungen η_{k_s} und $\eta_{tg\rho}$ in ein Koordinatennetz ein (Abb. 25), so stellt die geradlinige Verbindung der beiden nicht zu weit von einander zu wählenden Punkte den ungefähren Verlauf der Beziehungslinie zwischen η_{k_s} und $\eta_{tg\rho}$ dar. Der Schnittpunkt mit der $\eta_{k_s}=\eta_{tg\rho}$ Linie liefert dann den Wert $\eta_{k_s}=\eta_{tg\rho}=1{,}42$. Will man andererseits wissen, mit welcher Neigung eine Böschung bei $h=20$ m Höhe eine 1,4 fache Sicherheit besitzt, wenn die Kohäsion des Bodens $k_s=1{,}6 t/m^2$, sein Reibungsbeiwert $\mu=\operatorname{tg}\rho=0{,}3$ und sein Raumgewicht 1,85 t/m^3 beträgt, so bestimmt man den Wert

$$\frac{k_s}{\eta_{k_s}.\gamma.h}=\frac{1.6}{1{,}4.1{,}85.20}=\text{rd. } 0{,}031$$

und

$$\frac{\operatorname{tg}\rho}{\eta_{tg\rho}}=\frac{0{,}3}{1{,}4}=0{,}214.$$

Durch den hierdurch festgelegten Punkt geht die $\operatorname{tg}\theta=1:2{,}8$ Linie. Die Neigung 1:2,8 würde der Böschung mit den durch Versuche bestimmten Bodenwerten bei 20,0 m Höhe eine 1,4 fache Sicherheit geben. Die Werte der Kurven von Fellenius sind für den Fall $\operatorname{tg}\theta=0{,}5$, $\operatorname{tg}\rho=0{,}35$ und $\frac{k}{\gamma.h}=0{,}018$ durch eine eingehende Vergleichsrechnung mit einer grösseren Zahl von Gleitkreisen nachgeprüft, wobei sich eine sehr gute Übereinstimmung ergab,

(c) *Gleitflächen in Form logarithmischer Spiralen.*

Neben der Bewegung auf Kreislinien, deren Form der wirklichen Gestalt der Gleitflächen nur annähernd entspricht (diese sind in ihrem oberen Teil stärker gekrümmt als im unteren) kommt eine Gleitbewegung auf einer logarithmischen Spirale von der Form $r=r_1.e^{\bar{\varphi}\operatorname{tg}\rho}$ zu einer besseren Lösung, da sie ihrer Gestalt nach mehr der Form der Gleitfläche entspricht, als es der gleichmässig gekrümmte Kreis tut. In der Formel (Polarkoordinaten) $r=r_1.e^{\bar{\varphi}\operatorname{tg}\rho}$ ist r_1 die Länge eines Leitstrahles für $\bar{\varphi}=0$. $\bar{\varphi}$ ist der Winkel zwischen den Leitstrahlen von den Längen r_1 und r, und ρ ist der Winkel, um den die Leitstrahlen von den Kurvennormalen abweichen.

Die logarithmische Spirale hat also, worauf auch Rendulic [20] hinweist, die Eigenschaft, dass sie von ihren Leitstrahlen unter einem konstanten Winkel zur Normalen geschnitten wird. Wählt man die Kurve so, dass der Winkel zwischen den Leitstrahlen und den Kurvennormalen dem Reibungswinkel ρ entspricht, so gehen die Gleitflächendrucke bei beginnender Bewegung alle durch den Pol der Kurve. Sie haben also mit Bezug auf diesen Pol das Moment=0. Das Moment der Kohäsionsspannungen auf den Pol lässt sich bestimmen. Es beträgt, wie auch Rendulic [20] angibt:

$$M=k_s\frac{(r^2-r_1^2)}{2\operatorname{tg}\rho}$$

In der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin ist die Aufgabe, die für den Gleitzustand erforderliche Kohäsion rech-

nerisch zu finden, von Herrn Ingenieur Odhe gelöst. Für den Fall, dass die Gleitflächen wie bei Fellenius durch den Fusspunkt der Böschung gehen, ergibt sich mit den Bezeichnungen der nebenstehenden Abbildung 28 nach Ohde folgende Gleichung:

$$\frac{3}{\operatorname{tg}\rho}(\sin i\, e^{\varphi \operatorname{tg}\rho} - \sin m)(e^{2\varphi \operatorname{tg}\rho} - 1)\,\frac{k_s}{\gamma . h} = \Big[\cos^2 i(\sin i - \operatorname{tg}\beta \cos i) + \frac{2}{1+9\operatorname{tg}^2\rho}(\sin i - 3\operatorname{tg}\rho \cos i)\Big] e^{3\varphi \operatorname{tg}\rho} - \operatorname{ctg}^2\beta[(\sin i - \operatorname{tg}\beta \cos i)e^{\varphi \operatorname{tg}\rho} - \sin m]^3 - \sin m \cos^2 m - \frac{2}{1+9\operatorname{tg}^2\rho}(\sin m + 3\operatorname{tg}\rho \cos m).$$

Hierin ist k_s die Kohäsion und

$$\varphi = \pi - i - m.$$

Unter Annahme von ρ und für verschiedene Winkel i und m lassen sich die zum Gleichgewicht erforderlichen Kohäsionsspannungen errechnen, deren Grösstwert die ungünstigste Lage der Gleitfläche ergibt. Es sind also auch hier eine Anzahl von Gleitflächen zu untersuchen, nur ist die rechnerische Lösung wegen der schnelleren Durchführbarkeit meist bequemer als die zeichnerische. Man wird die Kohäsion k_s für verschiedene Werte der Winkel i und m berechnen. Legt man den zu den Winkeln i und m gehörenden Polen die errechneten k_s-Werte zu, so werden sich Linien zeichnen lassen, die geometrische Orte der Pole mit gleichen k_s darstellen. Aus diesen Linien wird sich der Pol mit $k_{\max}$ bestimmen lassen.

Rein mathematisch ist dieser Grösstwert gegeben durch die Auflösung der beiden Gleichungen:

$$\frac{\delta k}{\delta i} = 0 \text{ und } \frac{\delta k}{\delta m} = 0.$$

Die Arbeiten hierüber sind noch nicht abgeschlossen.

(7) SICHERHEITSGRAD

Als Sicherheitsgrad η einer Böschung haben wir ein Übereinstimmung mit Fellenius (8) das Verhältnis

$$\frac{\text{vorhandenen Reibungsbeiwert}}{\text{erforderlichen Reibungsbeiwert}} = \eta_{\operatorname{tg}\rho}$$

oder

$$\frac{\text{vorhandene Kohäsion}}{\text{erforderliche Kohäsion}} = \eta_{ks}$$

bezeichnet. Es wird nun sehr oft auch das Verhältnis $\frac{E_p}{E_a} = \eta_E$ als Sicherheitsgrad angesetzt, wo E_p den Widerstand des Erdkörpers links von a–a gegen eine Verschiebung und E_a den Druck des Erdkörpers rechts von a–a auf eine senkrechte Fläche a–a bedeutet. Diese Fläche liegt dort, wo die Tangente an die Gleitfläche mit der Waagerechten den Reibungswinkel des Erdkörpers einschliesst.

Man kann auch einen Sicherheitsgrad aus dem treibenden Moment $G.a = M_a$ des Erdgewichts G mit Bezug auf den Drehpunkt C und aus dem Moment M_p der in der Gleitfläche widerstehenden Kräfte (Rei-

bung und Kohäsion) mit Bezug auf den gleichen Drehpunkt bilden. Es ist dann

$$\eta_M = \frac{M_p}{M_a} = \frac{\int_0^\alpha q_{\rho vorh.} R^2 d\alpha \sin \rho_{erf.}}{\int_0^\alpha q_{\rho erf.} R^2 d\alpha \sin \rho_{erf.}}$$

$$= \frac{\sin \rho_{vorh.} \int_0^\alpha q_{\rho vorh.} d\alpha}{\sin \rho_{erf.} \int_0^\alpha q_{\rho erf.} d\alpha}$$

Es verdient nun derjenige Sicherheitsgrad den Vorzug, der am wenigsten empfindlich gegen Änderungen der durch Versuche zu bestimmenden Werte wie Raumgewicht und Schubwiderstand ist. Das Raumgewicht lässt sich ziemlich genau bestimmen und bleibt auch verhältnismässig gleichmässig. Dagegen können bei den Schubwiderständen je nach dem Aufbau des Bodens ziemliche Schwankungen vorkommen. Es ist nun an einem möglichst einfachen Beispiel (Abb. 30) nachgeprüft, wie die verschiedenen Werte η sich ändern, wenn der Reibungsbeiwert des Bodens zunimmt.

Untersucht wurden zwei kreisförmige Gleitflächen in einem 10,0 m hohen 1:3 geböschten Erdkörper mit Pfeilhöhen von 2,80 m und 5,60 m. Der Erdkörper oberhalb der Gleitflächen wurde in der bekannten Weise in senkrechte Streifen zerlegt und die Erddrucke E in ⅓ der Streifenhöhe gleichgerichtet zur Geländeoberfläche angenommen ($\delta_E = \beta$). Diese letzteren Annahmen sind nicht ganz richtig, doch spielt das für den Vergleich der η-Werte nur eine untergeordnete Rolle. Das Ergebnis ist folgendes. Für die η_E-Werte erhält man zwei mit wachsendem tgρ steil ansteigende Kurven, und zwar bei der flachen Gleitfläche die steilere η_E-Kurve. Dagegen verlaufen die $\eta_{tg\rho}$-Linien geradlinig mit viel geringerer Steigung und auch die η_M-Linien zeigen einen den ηtgρ-Linien ähnlichen nur wenig steilen Verlauf. Es wurde eine 1,0 fache Sicherheit erreicht bei der flachen Gleitfläche mit $tg\rho_{erf.} = 0{,}314$ und bei der tiefen mit $tg\rho_{erf.} = 0{,}267$. Eine 1,5 fache Sicherheit zeigten die verschiedenen η Linien bei folgenden Reibungsbeiwerten.

η-Linien	η_E	η_M	$\eta_{tg\rho}$
	tgρ=		
Flache Gleitfläche	0, 34	0, 46	0, 47
Tiefe Gleitfläche	0, 315	0, 385	0, 40

Es ist also nach den verschiedenen -ηLinien eine 1,5 fache Sicherheit vorhanden, wenn der zur Erhaltung des Gleichgewichts gerade noch erforderliche Reibungsbeiwert $tg\rho_{erf.}$ ($\eta = 1{,}0$) um das mfache wächst.

η-Linien	η_E	η_M	$\eta_{tg\rho}$
	m=		
Flache Gleitfläche mit $tg\rho_{erf.} = 0{,}314$	1, 08	1, 46	1, 50
Tiefe Gleitfläche mit $tg\rho_{erf.} = 0{,}267$	1, 18	1, 44	1, 50

Hieraus ist ersichtlich, dass die η_ELinie sehr empfindlich ist gegen Veränderungen der Gleitfläche und des Reibungsbeiwertes. Es empfiehlt sich daher bei der Beurteilung von η_EWerten vorsichtig zu sein.

(B) Die Berechnung von Staudämmen

[1] die wirkung des wassers

Die bisherigen Ausführungen waren mehr allgemeiner Art. Sie betrafen die Grundlagen von Böschungsberechnungen und lassen sich natürlich ohne weiteres auf den besonderen Fall der Staudämme übertragen. Bei diesen tritt noch die Wirkung des Wassers hinzu, das einmal durch hydrostatischen Auftrieb in Ruhe und in der Bewegung das Gewicht der Dammassen in seinem Bereich vermindert und andererseits durch den Verlust an Energie der Lage, den es beim Durchfliessen der Poren des Bodens infolge der Reibung an den Porenwänden erfährt, eine schiebende Wirkung in Richtung seines grössten Druckgefälles auf den Boden ausübt. Erwähnt sei noch die Gewichtsvermehrung, die der Erdboden durch das kapillar hoch gezogene Wasser und das (z.B. bei Wasserstandssenkungen) im Boden verbleibende Haftwasser und Porenwinkelwasser erfährt. Richtung und Stärke des Strömungsdruckes im Boden wird man zweckmässig durch das Einzeichnen der Stromlinien und der dazu senkrechten Linien gleichen Druckes bestimmen. Ferner tritt bei den Tonböden durch langsame Aufnahme von Wasser ein allmähliches Quellen und damit eine Verminderung der Haftfestigkeit ein, die beachtet werden muss.

(2) arten der staudämme

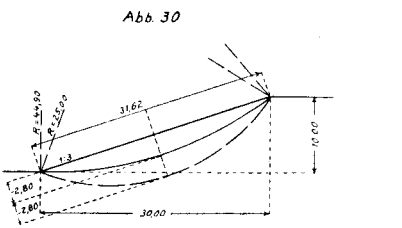
Bei den in Deutschland bislang ausgeführten grösseren Staudämmen sind im wesentlichen zwei Arten zu unterscheiden. Einmal die Dämme, deren Dichtung als äussere Schicht auf der Wasserseite des Dammes angeordnet ist mit einer mehr oder weniger starken Überdeckung durch schützenden Boden, und zweitens die Dämme, welche einen Dichtungskern aus Ton, Beton oder eine Eisenwand in der Dammitte haben. Die Dämme mit wasserseitiger Dichtung sind statisch besser ausgenutzt, da der Wasserdruck von Anfang an die Richtung auf den Dammuntergrund erhält und die ganze Dammasse bei der Übertragung des Wasserdruckes auf den Unterdruck mitwirkt. Der Nachteil der wasserseitigen Dichtung, falls sie aus Ton besteht, beruht auf der flachen Böschung, die wasserseitig zur Verhinderung von Rutschungen erforderlich ist und auf der Schwierigkeit einer ausreichenden Beobachtung des Wasserdurchzuges durch die Dichtung. Der Kern aus Beton oder Eisen in der Dammitte hat den Vorteil, dass etwa durch die Dichtung dringendes Wasser in der hinter dem Kern angeordneten, durchlässigen Schicht senkrecht abfliessen und dem Besichtigungsgang im Kernfuss zugeführt werden kann. Man hat auf diese Weise eine gute Kontrolle über den Wasserdurchzug durch die Dichtung. Nachteilig ist dagegen die statische Wirkung des Kernes. Der ganze Wasserdruck wird von dem Kern in fast waagerechter Richtung aufgenommen und auf den luftseitigen Dammteil übertragen. Der Damm wird dadurch statisch nur zur Hälfte

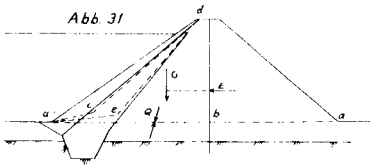
ausgenutzt. Dagegen kann die wasserseitige Böschung, da sie in starker Schicht aus gröberem Material besteht, steiler gehalten werden als bei der wasserseitigen Lage der Dichtung.

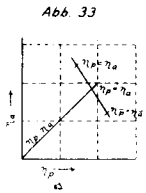
(3) BERECHNUNG VON STAUDÄMMEN MIT WASSERSEITIGER DICHTUNG

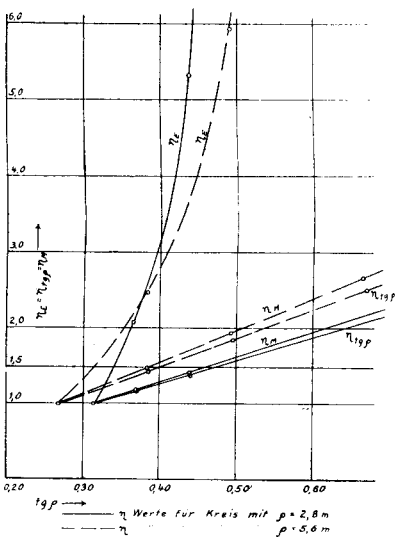
(a) Allgemeines.

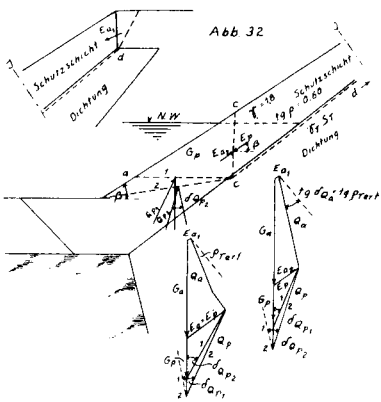
Die Verschiebung eines Dammes mit wasserseitiger Dichtung durch den Druck des angestauten Wassers auf seiner Grundfläche











etwa in Richtung *a-b-a* (Abb. 31) ist ausgeschlossen, da es wesentlich ungünstigere Gleitflächen gibt, auf denen eine Bewegung von Dammteilen viel weniger Widerstand findet. Bei dem nebenstehend abgebildeten Damm (Abb. 31) ist eine Bewegung der Schutzschicht auf der Dichtung etwa in der Fläche *a-c-d* möglich, besonders bei schnellem Senken des Beckenwasserstandes. In diesem Falle kann auch ein Rutschen der Schutzschicht zusammen mit der Dichtungsschicht auf einer im unteren Teil der Dichtungsschicht verlaufenden Gleitfläche *a-e-d* eintreten. Bei gefülltem Becken ist eine solche Rutschung *a-e-d* nicht zu erwarten, da der Wasserdruck die Reibung in den unteren Schichten der Dichtung vermehrt. An der Luftseite

kann eine Rutschung bei zu steiler Böschung besonders dann eintreten, wenn unter dem luftseitigen Böschungskörper die Auelehmschicht des Tales liegen geblieben ist oder andere Lehmschichten im Untergrund unter dem Schub der Dammsohle nachgeben. Ein starkes Durchströmen des luftseitigen Böschungskörpers kann diesen Schub der Dammsohle verstärken und eine Rutschung herbeiführen. Es muss daher ein Unterströmen des Dammes im Taluntergrund und an den Talhängen vermieden werden; dies wird dadurch erreicht, dass die Dichtung durch tiefe mit Ton ausgefüllte Schlitze oder durch eiserne Spundwände Anschluss an solche wasserundurchlässige Schichten im Untergrund erhält, die das ganze Becken gegen den Untergrund abschliessen.

(*b*) *Standfestigkeit der Schutzschicht.*

Bei der Untersuchung der Standfestigkeit der Schutzschicht ist von folgendem ungünstigsten Belastungszustand auszugehen. Der Bekkenwasserstand ist etwa bis zu der in der Abbildung 32 angegebenen Höhe abgesenkt. In dem ausgetauchten Teil der Schutzschicht sind als Haftwasser und Porenwinkelwasser noch etwa 10% Wasser zurückgeblieben, die ein Raumgewicht der Schutzschicht bei einem Porenvolumen $n=38\%$ von rd. 1, 8 t/m³ ergeben. Die in die Böschung fallende Gewichtskomponente $G_a \sin \beta$ der Schutzschicht, vermehrt um den Anteil eines geringen Erddruckes am oberen Ende der Schicht, erzeugt in der senkrechten Fläche c–c einen Erddruck E_a. Dieser muss im Falle der beginnenden Rutschung gleich dem Erdwiderstand E_p sein, den der eingetauchte Teil der Schutzschicht mit seinem durch den Auftrieb verminderten Gewicht gegen eine Verschiebung auf den Gleitflächen 1 oder 2 leistet. Die graphische Untersuchung beginnt mit der Zerlegung von G_{p_1} und G_{p_2} in Richtung E_p und Q_{p_1} bzw. Q_{p_2} mit $\operatorname{tg}\delta_{Qp}=\frac{\operatorname{tg}\rho}{\eta_p}$. Der kleinste E_p-Wert wird als E_{a_2} zerlegt in Richtung G_a, E_{a_1} und Q_a. Die Neigung $\operatorname{tg}\delta_{Qa}$ von Q_a zu der Normalen der Dichtungsoberfläche ergibt bei Vernachlässigung der Kohäsion den Wert $\operatorname{tg}\rho_{Tert.}$. Die Sicherheit η_a ist dann $\frac{\operatorname{tg}\rho_{Tvorb.}}{\operatorname{tg}\rho_{Tert.}}$. Weicht η_a erheblich von η_p ab, so wird die Rechnung mit einem anderen Wert η_p wiederholt und der beiden Gleitflächen gemeinsame Wert $\eta_p=\eta_a$ durch die bereits besprochene graphische Interpolation gefunden. Hat die Dichtungsschicht längere Zeit unter Wasser gestanden und erfolgt die Absenkung des Beckens sehr schnell (wie z. B. bei Speicheranlagen, die nach längerer Pause wieder in Betrieb gesetzt werden), so kann durch die schnelle Gewichtszunahme der austauchenden Schutzschicht in den obersten Lagen der Dichtung gespanntes Porenwasser entstehen. Der Schubwiderstand der Dichtungsoberfläche nimmt in diesem Falle nicht in gleichem Masse zu wie der Gleitflächendruck. Q_a muss dann im Kräfteplan so zerlegt werden, dass ein Teil, der etwa einem geschätzten Bruchteil der Gewichtszunahme entspricht, normal zur Dichtungsoberfläche gerichtet ist, während der übrige Teil unter dem gesuchten Winkel $\rho_{Tert.}$ von der Normalen abweicht. Die Bestimmung des Sicherheitsgrades geschieht in der geschilderten Weise.

(c) *Standsicherheit der Dichtungsschicht.*

Bei gefülltem Becken verhindert der Wasserdruck das Entstehen von Gleitflächen im luftseitigen Teil der Dichtungsschicht. Es kann sich aber bei geleertem Becken, wie beobachtet wurde, eine Gleitfläche an der Unterseite der Dichtung ausbilden. Die ungünstigsten Verhältnisse werden eintreten, wenn der links von dem senkrechten Schnitt c—c liegende widerstehende Teil eine Gewichtsverminderung durch Auftrieb erfährt. Der rechts von a–a liegende

Abb. 34

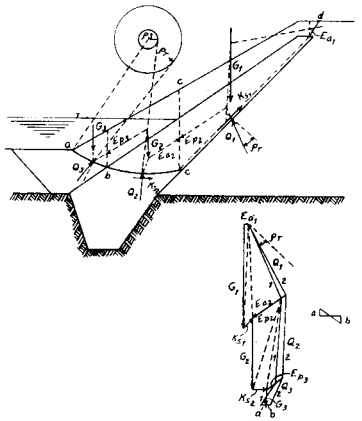


Abb. 35

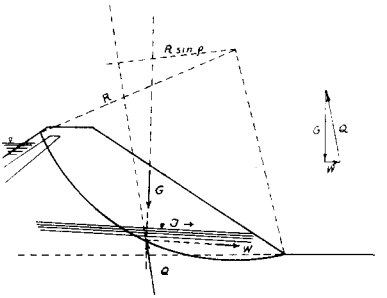


Abb. 36

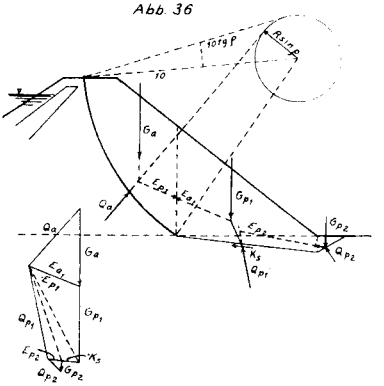
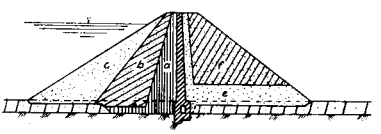


Abb. 37



schiebende Teil erfährt zwar auch Auftrieb, zugleich aber eine Vermehrung des Gleitflächendruckes durch das beim Durchsickern sich entspannende Wasser. Beide Wirkungen werden sich in diesem Falle aufheben. Man wird bei dieser tiefliegenden Gleitfläche mit Kohäsion rechnen können. Die nebenstehende graphische Kräftebestimmung bedarf keiner Erklärung. Man kann in ähnlicher Weise wie bei der Berechnung der Schutzschicht zunächst für k_s einen Sicherheitsgrad η_{ks} annehmen und dann durch Kräftezerlegung mit zwei angenommenen Werten ρ_3 und $\rho_T = n.\rho_3$ die zum Gleichgewicht erforderlichen Werte ρ_3 und $n.\rho_3$ bestimmen. Weicht der Sicherheitsgrad η_s dieser Werte von dem Sicherheitsgrad η_{ks} ab, so ist die Rechnung mit einem neuen Wert η_{ks} zu wiederholen und danach $\eta_{\rho 3} = \eta_{ks}$ zu bestimmen.

(d) *Standfestigkeit der luftseitigen Böschung.*

Der luftseitige Böschungskörper wird in der Regel aus gleichmässigem durchlässigen Material hergestellt werden, das keine Kohäsion besitzt und dessen Reibungswinkel je nach dem Grade der Verdichtung des Materials zwischen 0,6 und 1,0 liegen wird. Man kann, falls doch Kohäsion vorhanden ist, die Böschung nach dem Hultinschen, von Professor Fellenius weiter ausgebildeten Verfahren mit kreisförmigen Gleitflächen berechnen (s. Abschn. A6S.25). Es wird stets notwendig sein, mit dem Strömungsdruck des den Böschungskörper etwa durchfließnden Wassers zu rechnen, falls dieses an der Luftseite des Dammes austritt und im Damm eine wesentliche Höhe erreicht. Der Strömungsdruck ist wesentlich abhängig von dem Druckabfall des fließenden Wassers in dem sich bewegenden Bodenteil. Sickergeschwindigkeit, Gefälle und die Durchlässigkeitsziffer der Böden stehen hierbei in dem durch das Gesetz von Darcy $\frac{Q}{F} = v = k \cdot J$ gegebenen Zusammenhange.

Hierin bedeutet Q die in der Zeiteinheit durchsickernde Wassermenge, F den ideellen Durchflußquerschnitt, J das Gefälle (=Druckabfall durch Länge, auf der er erfolgt) und k die für jeden Boden durch Versuche zu bestimmende Durchlässigkeitsziffer. Beobachtungen über das Sickergefälle in Dämmen zeigen, daß eigentlich nur bei durchlässigem Dammaterial brauchbare Ergebnisse erhalten werden.

Gegenüber den sandigen meist, stark durchlässigen Böden haben die wenig durchlässigen bindigen Böden die Eigenschaft, daß sie das Wasser zum Teil durch elektrochemische Einflüsse fest anlagern, sodaß die Bewegung des nicht gebundenen freien Porenwassers dadurch sehr gehemmt ist. Bei wenigdurchlässigen Böden, die im Dammstützkörper im Bereich des Wasserdurchflusses nicht zu verwenden sind, zeigen sich in den Dämmen, besonders bei Verwendung dünner Beobachtungsrohre, die geschlagen (nicht gebohrt) sind, oft hohe Wasserstände, ohne daß für diese Erscheinung irgendwelche Zusammenhänge mit den Veränderungen der Beckenwasserstände oder mit atmosphärischen Niederschlägen oder mit Temperaturänderungen nachweisbar sind. Die in durchlässigen Dämmen beobachteten Spiegelgefälle sind in den meisten Fällen sehr gering und schwanken bei nicht sehr durchlässigen Böden je nach der Durchflußmenge und Durchlässigkeitsziffer zwischen 1:10 und 1:50. Bei einem hohen Staudamm mit wasserseitiger Dichtung beträgt in der Mitte des Dammes die Höhe des Grundwassers über der Dammsohle im Mittel etwa 15,0 m.

In diesem Falle ist der Boden des Stützkörpers filterförmig aufgebaut und im mittleren Teil des Dammes wenig durchlässig, sodaß der verhältnismäßig hohe Wasserstand (Spiegelgefälle etwa 1:10 bei geradliniger Verbindung der Wasserstände zwischen Dammitte und Dammfuß und eine geringe Durchflußmenge (von rd. 4,0 *l/s*) sich aus dem Dammaufbau erklärt. Will man mit der schiebenden Wirkung des Wassers rechnen und liegen wie in vielen Fällen die Verhältnisse nicht so klar, daß man die Stromlinien und die Linien gleichen Potentials hinreichend genau entwerfen kann, so kann man näherungsweise wie folgt verfahren. Man schätzt das Spiegelgefälle J, das sich im Damm einstellen wird und wählt die kreisförmigen

Gleitflächen so, daß ihre obere Schnittstelle mit der Dammböschung etwas unter der wasserseitigen Kronenkante liegt. Die Untersuchung meherer in diesem Bereich liegender kreisförmiger Gleitflächen wird wahrscheinlich am schnellsten zum Ziel führen (Abb. 35). Die schiebende Kraft w des Wassers kann man angenähert zu $W = J.F.\gamma$ wählen, wo J das Gefälle, F die Fläche des vom Wasser benetzten Teiles des Rutschkörpers bedeutet und γ gleich dem Raumgewicht des Wassers ist. W greift im Schwerpunkt von F an. Seine Richtung verläuft in der mittleren Fließrichtung des Wassers.

Ruht der luftseitige Dammkörper auf einer Lehm- oder Tonschicht des Untergrundes, so sind Gleitflächen zu untersuchen, die auf längere Strecken in dieser Lehmschicht verlaufen. Die Zerlegung der Kräfte geschieht wie in Abbildung 36 angegeben. Aus einer großen Zahl von Gleitflächen ist die ungünstigste, welche die geringste Sicherheit bietet, zu bestimmen.

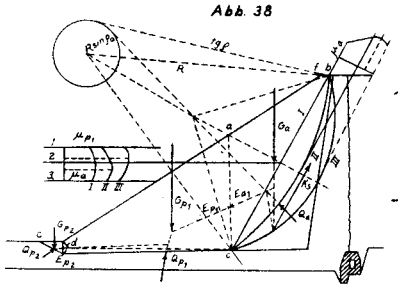
(4) BERECHNUNG DER STAUDÄMME MIT DICHTUNG IM DAMMINNEREN

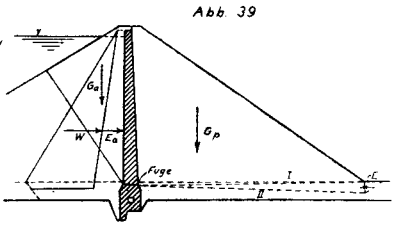
In vielen Fällen wird die Dammdichtung als Kern in das Damminnere verlegt. Bei kleinen Ausführungen sieht man in der Dammitte einen kräftigen Tonkern vor. Bei großen Dammhöhen wird in der Mitte eine Betonwand oder eine Eisenwand auf Betonsockel vorgesehen. Die Anordnung ist meist folgende (Abb. 37). Vor der Beton- oder Eisenwand befindet sich wasserseitig eine starke Tonschicht a, der eine nicht ganz so dichte, aber noch überwiegend feinkörnige Schicht b vorgelagert ist. Diese wird gegen den Angriff des Wassers durch eine Schicht c geschützt, die von Sand über Kies allmählich zu gröberem Gestein übergeht. Die Schicht c wird meist gestampft oder eingerüttelt, Schicht a und b wegen ihrer Weichheit gewa zt. Auf der Luftseite liegt hinter der Beton- oder Eisenwand eine durchlässige Schicht d, die bei der Eisenwand filterförmig von feinem zum gröberen Korn übergehend aufgebaut ist. Diese Schicht d erstreckt sich hinter der Wand quer zum Tal und geht an der Talsohle und an den Talhängen in eine mehrere Meter mächtige durchlässige Schicht e aus gröberem Gestein übre. Über der Schicht e kann weniger durchlässiges mit Lehm durchsetztes Gestein f liegen, da hier kein Wasser durchzieht. Die Schichten e, d und f müssen möglichst gut verdichtet werden, da sie das Widerlager für die Beton- oder Eisenwand bilden.

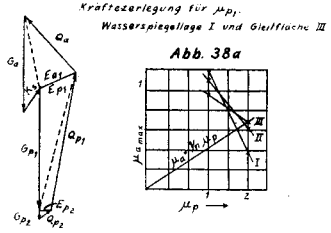
(a) *Standfestigkeit der wasserseitigen Böschung.*

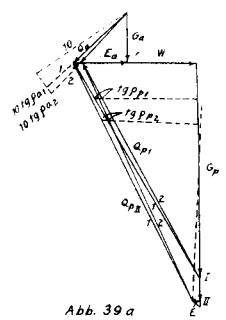
Bei der Untersuchung des wasserseitigen Dammkörpers (Abb. 38) wählt man zunächst kreisförmige oder geradlinige Gleitflächen b–c (I, II, III), die in dem rutschgefährlichsten Teil des Dammes, also in der Dichtungsschicht verlaufen. Von c aus kann eine Rutschung auf der Gleitfläche e–d–c verlaufen, die wahrscheinlich etwas in den Untergrund einschneidet. Man wird zur Kontrolle noch geradlinige Gleitflächen untersuchen, die in der Sohle oder etwas tiefer im Untergrund als die Fläche e–d–c verlaufen. Bringt man in dem senkrechten Schnitt a–c die in dieser Fläche vorhandene Resultierende der Erdspannungen als äußere Kraft Ea_1, bzw. Ep_1 an, so muß für den Grenzfall des Gleichgewichts der Druck Ea_1 des Erdkörpers a–c–b–f auf die Trennfläche a–c gleich dem Widerstand Ep_1 sein, den der Erdkörper

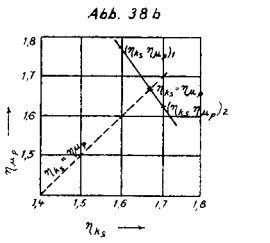
a–c–d–e auf der Gleitfläche kleinsten Widerstandes leistet, wobei verschiedene Wasserstandshöhen (1, 2, 3) im Becken zu berücksichtigen sind. Man ermittelt nun $E_{p\min}$ für jeden Wasserstand und für zwei gewählte Reibungsbeiwerte $\operatorname{tg}\rho_p = \mu_p$, die kleiner sind als der im Bereich der gewählten Gleitfläche wirklich vorhandene μ_p Wert. (μ_p gewählt $= \frac{\mu_p \text{ vorh.}}{\eta\mu_p}$ mit $\eta\mu_p$ etwa gleich 1,4 und 1,6.) $E_{p\min} = E_a$ muß

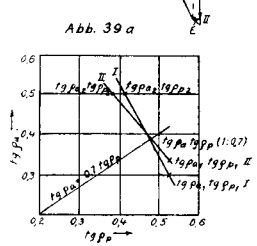












den Erdkörper a–b–c auf den angenommenen Gleitflächen gerade im Gleichgewicht halten.

Nimmt man die Haftspannung zu $\frac{k_s \text{ vorh.}}{\eta_{k_s}}$ an, so lassen sich die zur Erhaltung des Gleichgewichts erforderlichen μ_a-Werte für die verschiedenen Gleitflächen (I, II, III) unter Beachtung der gewählten Beckenwasserstände 1.2.3 und η_{μ_p}-Werte bestimmen. Man trägt sie (siehe Abb. 38) als Ordinaten in Richtung der Wasserspiegellinien auf und erhält dann für jeden gewählten μ_p—Wert den Wasserstand, der den größten Reibungsbeiwert $\mu_{a_{\max.}}$ in der untersuchten Gleitfläche b–c (I, II, oder III) erfordert. Man erhält so bei 3 Gleitflächen und $2\mu_p$-Werten $6\mu_{a_{\max}}$ Werte. Setzt man $\frac{\mu_p}{\mu_\alpha} = \frac{\mu_p \text{ vorh.}}{\mu_{\alpha \text{ vorh.}}} = n$ und trägt

man in einem rechtwinkligen Achsensystem μ_p und μ_a miteinander in geradliniger Beziehung auf (eine Annahme, die bei geringen Unterschieden zwischen den gewählten μ_p Werten zulässig ist), so erhält man für jede der Gleitflächen I, II, und III eine Linie (Abb. 38*a*), die von der $\mu_a = 1/n\mu_p$-Linie in Punkten geschnitten werden, die für die Gleitflächen I, II, und III die Größtwerte μ_a liefern. Diese Größtwerte μ_a werden auf den Mitteltangenten der Gleitflächen aufgetragen und ergeben die Lage des rutschgefährlichsten Kreises und das zugehörige Max μ_a. Der Sicherheitsgrad $\eta_{\mu a} = \frac{\mu_{a\,\text{vorh.}}}{\text{Max } \mu_a}$ muß sich ungefähr mit η_k decken. Ist das nicht der Fall, so muß mit einem anderen η_k Wert die Rechnung erneut durchgeführt werden. Abbildung 38*b* zeigt die Ermittlung des gemeinsamen Sicherheitsgrades der Werte μ_p, μ_a und k_s.

Sind die Dichtungsmassen im Inneren des Dammes angeordnet, so besteht die wasserseitige Böschung in größerer Stärke aus standfestem Material. Man pflegt sie deshalb verhältnismäßig steil zu halten. Es ist aber zu beachten, daß besonders dann, wenn die Dichtungsmassen aus Ton bestehen, der Dichtungskern während des Baues durch die Steigerung der Auflasten gespanntes Porenwasser erhalten wird. Diese Porenwasserspannung wird bei dem sehr wenig durchlässigen Tonboden sehr lange dauern. Während dieser Zeit wächst die innere Reibung im Boden nicht mit dem Flächendruck, sondern bleibt unter Umständen konstant. Dieser Zustand ist für die Standfestigkeit der wasserseitigen Böschung sehr gefährlich, und man wird ihm zweckmäßig dadurch Rechnung tragen, daß man einmal den Sicherheitsgrad groß genug wählt (μ bis 2,0), der das gespannte Porenwasser etwa in der Art, wie es Abbildung 32 zeigt, in Rechnung setzt. Man wird ferner vermeiden, die Dichtung bei nassem Wetter einzubauen. Es muß möglichst vermieden werden, mehr Wasser in den Dichtungslehm zu bringen als zu seiner Verarbeitung gerade erforderlich ist.

(*b*) *Standfestigkeit des luftseitigen Dammteils.*

Im Damminneren nimmt der Betonkern oder die Eisenwand als der dichteste Teil den ganzen Wasserdruck auf und überträgt ihn auf den luftseitigen Dammteil, der besonders bei Betonwänden wegen ihrer geringen Nachgiebigkeit nur wenig zusammendrückbar sein darf. Zur Ermittlung des aktiven Erddruckes des wasserseitigen Dammteils auf die Wand wird nach Poncelet die Gleitfläche für $\text{tg}\rho$ ermittelt und mit ihrer Hilfe die Erddrucke für zwei gewählte Reibungsbeiwerte $\text{tg}\rho_{a_1}$ und $\text{tg}\rho_{a_2}$ ermittelt. Es werden dann für 2 Gleitflächen I und II die Gewichte G_{p_I} und $G_{p_{II}}$ des luftseitigen Dammkörpers mit dem Wasserdruck W und Erddruck E_a zusammengesetzt zu den Gleitflächendrucken Q_p, deren Richtung zu den Gleitflächennormalen die zum Gleichgewicht erforderlichen Reibungsbeiwerte $\text{tg}\rho_{p_I}$ und $\text{tg}\rho_{p_{II}}$ ergibt. Trägt man die $\text{tg}\rho_a$-Werte in Beziehung zu den $\text{tg}\rho_p$-Werten auf (Abb. 39a), so ergeben sich ziemlich geradlinig verlaufende Linien für die Gleitflächen I und II. Ist $\frac{\text{tg}\rho_{a\,\text{vorh.}}}{\text{tg}\rho_{p\,\text{vorh.}}} = 0{,}7$, so schneidet für $\text{tg}\rho_a = 0{,}7$ $\text{tg}\rho_p$ die entsprechende Linie die Werte

$\mathrm{tg}\rho_a = 0{,}7\ \mathrm{tg}\rho_p$ auf den Linien I und II ab. Der so erhaltene Kleinstwert $\mathrm{tg}\rho_p$ muß dann eine genügende Sicherheit ergeben.

(*c*) *Staudamm mit Eisenwand.*

(1) *Ermittlung der Beanspruchungen des Dichtungsbauwerkes.*—Für die Berechnung des Dammes sind 2 Belastungszustände zu untersuchen. Bis zum Beginn der Beckenfüllung wirkt auf den Damm der natürliche Erddruck. Mit der Füllung des Beckens tritt eine Verdichtung des luftseitigen Dammkörpers und damit eine Verschiebung der dichtenden Wand nach der Luftseite ein. Der natürliche Erddruck auf den wasserseitigen Teil der Wand sinkt dann auf die Größe des aktiven Erddruckes. Im Abschnitt A. 4 wurde die Druckverteilung in horizontalen Schnitten des Dammes behandelt für den Fall, daß der Damm völlig symmetrisch und homogen aufgebaut ist. Im vorliegenden Falle ist der Damm aber nicht homogen aufgebaut, sondern durch die dichtende Wand in 2 Teile geschieden, von denen der wasserseitige Teil im Bereich der Dammitte aus Lehm, der luftseitige aus Sand und Kies besteht. Liegt eine Eisenwand vor, so hängt sich der Lehmkörper, der sich unter allmählicher Wasserabgabe langsam, aber stärker als der Kieskörper setzt, an der Eisenwand auf. Diese selbst kann nennenswerte Kräfte nicht aufnehmen, sondern hängt sich ihrerseits an den sie begrenzenden Sand- und Kiesschichten auf, die nun unter der vermehrten Last entsprechend zusammengedrückt werden.

Gehen wir nun von der im Abschnitt A. 4 erörterten Druckverteilung für den homogenen Damm aus. Wir hatten ermittelt, daß für $\lambda = \mathrm{rd.}\ 1{,}0$ in der Mittelsenkrechten des Dammes ein Erddruck E entsteht, der infolge der Symmetrie des Dammes wagerecht gerichtet ist. (Er entsprach in einem Falle etwa dem in der Dammitte durch die Lehmschicht mit ihrer geringeren Reibung und größerem Gewicht entstehenden größten aktiven Erddruck.) Durch die Lehmschicht ist der Damm nicht mehr homogen. Es kann daher der Erddruck E wegen der größeren Setzbewegung des Lehms gegenüber dem Kies nicht mehr senkrecht zur Dammittellinie gerichtet sein. Er wird vielmehr um den Reibungswinkel zwischen Lehm und Eisen von der Normalen zur Mittellinie abweichen. Es treten dadurch wesentliche Änderungen im Spannungszustand gegenüber dem früher im Abschnitt A. 4 betrachteten Zustand des symmetrischen homogenen Dammes ein. Zunächst ist die Dammachse für den inneren Aufbau des Dammes keine Symmetrielinie mehr, und die großen Hauptachsen der Spannungsellipsen fallen in den Punkten der Dammachse nicht mehr mit dieser zusammen, sondern sind unter einem Winkel K gegen die in der Dammachse liegende Eisenwand geneigt. Der Winkel der Neigung läßt sich nach der Formel 2 Seite 10 des Abschnittes A. 3 berechnen, da die Spannungsneigung gegen die Wand bekannt ist und eine größere Spannungsneigung kaum auftreten wird. Auch das Achsenverhältnis der Spannungsellipsen ändert sich, da durch die Setzbewegung des Lehmes der Winkel der größten Spannungsneigung gewachsen ist.

Die Spannung der horizontalen Fläche ist in der Dammachse nicht mehr senkrecht, sondern unter einem aus der Spannungsellipse nach Formel $\mathrm{tg}\,\delta = \frac{\mathrm{tg}\,K(n-1)}{1+n\,\mathrm{tg}^2 K}$ zu berechnenden Winkel zur Senkrechten

geneigt. Auch die Schubspannung an dieser Stelle ist nicht mehr, wie beim symmetrisch aufgebauten Damm=0, sondern gleich der Schubspannung in der Lotrechten. Die Vertikalkomponente der oben erwähnten Spannung ist die Ordinate der Druckspannungsfläche (Q cos δ Fläche) für den in der Dammachse auftretenden geneigten Erddruck E. Von der Fläche Q cos δ des im Abschnitt A. 4 behandelten homogenen Dammkörpers muß links eine Fläche abgezogen werden, die gleich der Reibung des Lehmes an der Eisenwand ist,

Abb. 40

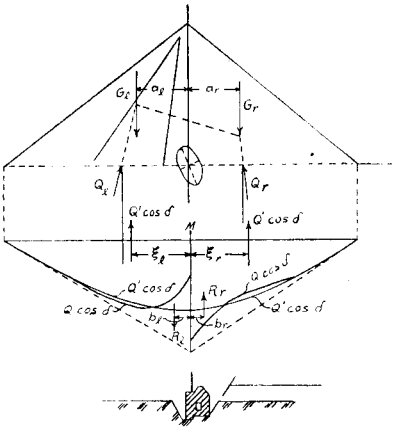


Abb. 41

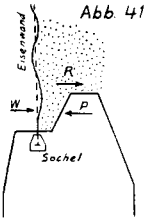


Abb 42

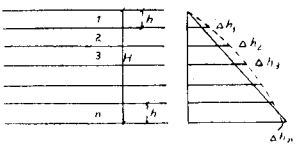


Abb. 43

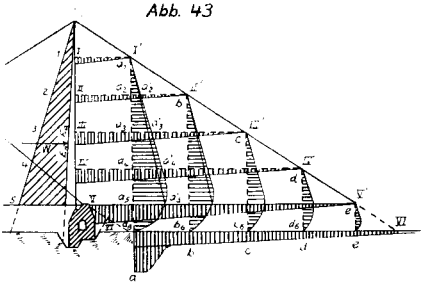


Abb. 43a

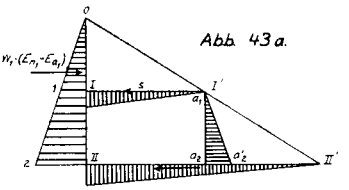
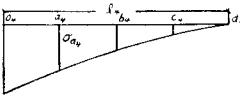


Abb. 43b Verdichtung in Schnitt II-II'



also gleich $\mu.E$ cos $\delta = R$. Die gleiche Fläche muß auf der rechten Seite zugesetzt werden, damit die gesamte Q cos δ Fläche gleich dem Dammgewicht G bleibt. Stellt man für den Punkt M die Momentengleichung auf, so wird

$$G_l.a_l - Q'_l \cos\delta.\xi_l + R_l.b_l$$
$$= G_r a_r - Q'_r \cos\delta.\xi_r - R_r.b_r$$

Bei symmetrischem Damm ist $G_l.a_l = G_r.a_r$ und $Q'_l \cos\delta.\xi_l = Q'_r \cos\delta.\xi_r$. Es ist also dann $R_l.b_l + R_r.b_r = 0$. Da $R_l = R_r = R$ ist, so wird $R(b_l + b_r) = 0$. R kann nicht gleich Null werden, also muß $b_l + b_r = 0$ sein, das heißt R fällt in die Dammachse. Die Form der die Fläche R abgrenzenden Kurve muß also 3 Bedingungen genügen. Die Größe der abgegrenzten Fläche muß $= R$ sein. Ihr Schwerpunkt muß auf

der Mittellinie des Dammes liegen und die Kurve muß auf der Mittellinie die senkrechte Komponente der Sohlenspannung abschneiden, deren Größe aus der Spannungsellipse an dieser Stelle zu bestimmen ist. Auch hier würden Spannungsmessungen in Dämmen oder in großen Modellen wertvolle Aufschlüsse über die Spannungsverteilung in der Dammsohle geben. Hier interessieren zunächst nur die Spannungen in der Dammitte wegen des hier vorhandenen Bauwerks. Legt man den Horizontalschnitt des Dammes, für den die $Q \cos \delta$-Fläche bestimmt wird, in die Oberkante des Sockelbauwerks, so erhält man aus den $Q \cos \delta$-Kurven die senkrechten Belastungen des Bauwerks. Ferner wirkt in senkrechter Richtung noch die Reibung der sich setzenden Hinterfüllungsmasse des Bauwerks.

Die wasserseitige waagerechte Spannung am Kopfe des Bauwerks errechnet sich bei etwa dreieckförmiger Verteilung aus der waagerechten Komponente des Erddruckes. Man wird sie genügend genau für die Höhe des Bauwerkes konstant annehmen können wegen der Reibung der Erdfüllung in der engen wasserseitig liegenden Baugrube an dem starren Bauwerk und der etwas nachgiebigeren Baugrubenwand. Luftseitig liegen ähnliche Verhältnisse vor. Zwar sind hier die das Bauwerk und seine Hinterfüllung belastenden Spannungen der $Q \cos \delta$-Fläche größer als an der Wasserseite, doch ist dafür auch die innere Bodenreibung wesentlich größer. Man wird näherungsweise den Koeffizienten des natürlichen Erddruckes $\lambda_n = 0{,}4$ setzen und auch hier die horizontale Spannung auf die ganze Bauwerkshöhe als konstant annehmen können. Zur Ermittlung der Setzungen in der Dammitte kann man die $Q \cos \delta$-Linien für einige horizontale Schnitte errechnen und dann mit einer unter dem wachsenden Druck p veränderlichen Verdichtungsziffer $V = V_0 p$ die Zusammenpressung jeder Schicht und damit die Gesamtsetzung ermitteln. Eine im Damm vorhandene nachgiebige Eisenwand wird diese Setzung mitmachen, ohne Schaden zu leiden.

Der zweite Belastungszustand, nämlich die Verdichtung des luftseitigen Dammteiles durch den Wasserdruck tritt im vollen Umfange erst mit der erstmaligen Beckenfüllung ein. Vorher stehen aber die untersten Schichten der Dichtung und damit auch der sie begrenzende Teil der Blechwand unter dem Druck der während der Dammausführung mit dem Hochwachsen des Dammes langsam steigenden Spannung des Porenwassers und der Lufteinschlüsse. Diese Spannung kann bei gut plastisch eingebrachtem Lehm oder Ton den späteren Druck des Beckenwassers übersteigen. Sie sinkt je nach der Wasserundurchlässigkeit des Dichtungsbodens mehr oder weniger langsam und wird bei der erstmaligen Füllung in den untersten Schichten mit großer Wahrscheinlichkeit noch vorhanden sein. Dort, wo die Spannung des Porenwassers die des Beckenwassers bei gefülltem Becken übersteigt, wird ein langsames Absinken auf die Beckenwasserspannung eintreten. In den oberen Dichtungsschichten, wo die Spannung des Beckenwassers die Porenwasserspannung überwiegt, wird der Beckenwasserdruck den Porenwasserdruck langsam erhöhen und die im Boden vorhandenen zahlreichen Lufteinschlüsse verdichten. Während dieser Zeit nimmt die Dichtungsschicht den Wasserdruck auf, bis die Bodenporen an der Eisenwand die volle Spannung des Beckenwassers erhalten haben. Von dem Augenblick

ab erhält die Eisenwand als der wahrscheinlich dichteste Teil den ganzen Wasserdruck des Beckens.

In dem obersten Teil der Dichtungsschicht, soweit er unter dem Beckenwasserspiegel liegt, wird das Beckenwasser die Spundwand nicht in ganzer Breite, sondern nur an einzelnen Stellen erreichen, deren Zahl mit größerer Wassertiefe zunimmt. Veranlaßt wird diese Erscheinung durch den Widerstand, den die Luft ihrer Verdrängung und Verdichtung entgegensetzt. Die Luftteilchen haften im Boden an den Berührungsflächen der eingewalzten Erdklumpen und in den Außenporen dieser Klumpen, in die sie bei der Gewinnung des Bodens eingedrungen sind. In diesem oberen Teil der Dichtung wird daher die Eisenwand nur wenig wasseranstauend wirken. Aus diesen Ausführungen ist ersichtlich, daß die Bewegung der Wand im unteren Teil des Dammes unter Umständen bereits zur Zeit der Fertigstellung des Dammes (also vor dem Einstau) beendet sein kann, denn die Verdichtung des luftseitigen, aus Steinen, Kiesen und Sand bestehenden, stark durchlässigen Dammkörpers geht verhältnismäßig schnell vor sich und die Spannung des Beckenwassers wird (wie bereits gesagt) in diesem Teil die größte Spannung des Porenwassers bei einem wenig durchlässigen und verhältnismäßig weich eingebrachten Tonkern wahrscheinlich nicht erreichen. Dagegen wird im mittleren und im oberen Teil die Bewegung der Eisenwand ihren Größtwert erst nach dem erstmaligen Einstau erhalten. Auch die Dichtungsschicht wird hier, da zunächst sie den Wasserdruck aufzunehmen hat, eine Verdichtung erfahren.

Aus dem Gesagten folgt, daß die größte Beanspruchung des Betonsockels dann eintreten wird, wenn der Lehm oder Ton etwas feucht eingebracht ist und nun durch stark gespanntes Porenwasser wie eine zähe Flüssigkeit wirkt, die bei den geringen Bewegungen keine innere Reibung besitzt. Der Sockel erhält dann von der Wasserseite her einen starken Horizontaldruck. Dagegen vermindert sich der senkrechte Druck über seinem luftseitigen Teil dadurch, daß die Dichtung sich nur noch im oberen Teil, wo sie kein gespanntes Porenwasser hat, an dem luftseitigen, sich geringer setzenden Dammteil aufhängen kann. Sie vermehrt so sein Gewicht und damit die Druckspannungen über dem Betonsockel nur noch in geringem Maße. Es ist daher zweckmäßig, daß der Betonsockel an der Luftseite durch starkes Einrammen des für seine Hinterfüllung zu verwendenden Schotters einen starken horizontalen Druck erhält. Man könnte daran denken, den Sockel zur Vermeidung von Rissen auf eine Bitumenfuge zu setzen. Der wasserseitige Druck würde dann nach geringer Verschiebung des Sockels den entsprechenden Erdwiderstand des luftseitigen Hinterfüllungsschotters auslösen.

Bei Verwendung der Blechwand muß die Anschlußstelle durch einen besonderen Aufbau geschützt werden, damit bei größerer Bewegung der Blechwand nach der Luftseite des Dammes diese nicht an der Anschlußstelle abschert. Bei einer starken Bewegung der Wand würde der Boden zwischen der Wand und dem Aufbau stark verdichtet werden. Den Druck P, der zum Verdichten des Bodens erforderlich ist, muß der Aufbau und auch der Sockel aufnehmen können. Auf den Sockel wirkt ferner noch die Reibung R der Bodenmassen, welche bei einem Vordrücken der Eisenwand durch

den Wasserdruck verdichtet und dabei über den Sockel fortgeschoben werden.

(2) *Bewegung der Eisenwand in wagerechter Richtung.*—Nach der Fertigstellung des Dammes bis zum Beginn der Beckenfüllung wirkt auf die Eisenwand der natürliche Erddruck E_n, dessen Größe und Richtung durch den Druck der Dichtungsschicht bestimmt wird. Bei der Füllung des Beckens tritt der Wasserdruck W hinzu. Übersteigt er den Porenwasserdruck der Dichtung, so wächst der Druck auf die Eisenwand und drückt sie nach der Luftseite um ein geringes Maß vor, soweit die dabei eintretende Verdichtung des luftseitigen Bodens eine solche Bewegung zuläßt. Die Eisenwand bewegt sich also von dem wasserseitigen Dammkörper fort und der natürliche Erddruck E_n der Dichtungsschicht sinkt durch die bei der Bewegung entstehenden Reibungskräfte auf den Wert des aktiven Erddruckes E_a. Der Druck auf die Eisenwand wird also gegenüber dem Zustande des natürlichen Erddruckes vermehrt um $W—(E_n—E_a)$. Die Eisenwand wirkt wegen ihrer Nachgiebigkeit gegenüber Verbiegung und Stauchungen nicht druckverteilend. Es wird also auf der Luftseite der Wand die gleiche Druckverteilung herrschen wie auf der Wasserseite.

Die Lösung der Aufgabe, die Verdichtung des luftseitigen Dammkörpers durch den Wasser- und Erddruck zu bestimmen ist in folgender Weise versucht worden. Man hat für den Damm ein bestimmtes zulässiges Setzmaß (z.B. 5%) angenommen und vorausgesetzt, daß die Zunahme des Setzens für alle Schichten gleich groß ist (Abb. 42). Das Setzen der Schichten nimmt aber nicht proportional dem Drucke $\gamma_e \Sigma_o^n . h$ zu, sondern die Zunahme wird mit wachsender Tiefe und damit wachsendem Druck geringer. Die Setzungskurve horizontaler Schichten verläuft nicht gradlinig, sondern hat mehr den in Abbildung 42 gestrichelt eingetragenen Verlauf. Auch das Setzmaß ist für den Boden keine konstante Größe. Es hängt von der Bodenart und dem Grad der Verdichtung ab, den der Boden durch den Einbau erhalten hat. Meines Erachtens wird das folgende Verfahren den wirklichen Verhältnissen besser gerecht. Man teilt den luftseitigen Damm in eine Anzahl senkrechter Streifen und bestimmt die Druckverteilung in den senkrechten Trennflächen a bis e (Abb. 43). Das geschieht näherungsweise wie folgt. In dem Horizontalschnitt I–I′ wird der auf die Wand entfallende Druck $W_1—(E_{n_1}—E_{a_1})$ der Spannungsfläche 0, I, 1 (Abb. 43a) durch die Schubspannungsfläche I–I′ aufgenommen.

Die Fläche möge dreieckförmige Begrenzung haben mit dem Größtwert an der Wand und dem Nullwert in der luftseitigen Böschung. In der gleichen Weise hat der Horizontalschnitt II–II′ den Druck der Fläche 0, II, 2 aufzunehmen usw. Im senkrechten Schnitt a_1 a_2 muß die Resultierende der Druckspannungen gleich der Resultierenden der Schubspannungen in der Fläche a_2 II′ sein. Daraus läßt sich bei Annahme gradliniger Verteilung die Größe der Druckspannung a_2 a_2' bestimmen usw. In dieser Weise lassen sich angenähert die Druckspannungsflächen in den senkrechten Schnitten bis etwas über die Horizontale IV–IV′ hinaus entwerfen. In der Horizontalen V–V′ wird ein Teil des Wasser- und Erddruckes durch die Reibung des Bodens auf dem Betonsockel aufgezehrt. Die wei-

tere Verdichtung des Bodens wird sich ohne Reibungsverlust auf einer unter dem Reibungswinkel geneigten Ebene von der Spitze des Betonsockels bis zur Felsoberfläche erstrecken. Die Größe der Druckflächen in a_1–a_5 und in der Dammitte unterscheiden sich nur um den Betrag der Reibung über der Spitze des Betonsockels. Im ersten Teil der Felssohle werden noch im Bereich von a_6 bis b_6 beträchtliche Verdichtungen auftreten, bei denen die Neigungen der Spannungen auf der Felssohle den Reibungswinkel erreichen werden. Darüber hinaus werden die Schubspannungen sehr schnell abnehmen bis zu einem Betrage der nötig ist, um den Unterschied der Druckflächen aufzunehmen.

Soweit die volle Reibung der Felssohle ausgenutzt wird, also Verschiebungen des sich verdichtenden Bodens auf der Felssohle stattfinden, ist die waagerechte Druckspannung in Höhe der Felssohle >0. Dort wo die zusätzlichen Spannungen aus Wasser- und Erddruck Spannungsneigungen in der Felssohle $<\mathrm{tg}\rho$ hervorrufen, die Versichiebungen also $=0$ sind, ist auch die Druckspannung in Höhe der Felssohle $=0$. Zur Bestimmung der Verdichtung in der Horizontalen IV–IV′ trägt man über IV–IV′$=l_4$ in den Punkten 0_4 bis d_4 die Spannungen σ_{0_4} bis σ_{d_4} auf. Ist V_{m_4} die mittlere Verdichtungsziffer des Bodens im Schnitt IV–IV′, so ist die Verdichtung Δl_4 der horizontalen Bodenschicht IV, IV′ von der Länge/$l_4 \Delta l_4 = \frac{1}{V_{m_4}} \int_0^{l_4} \sigma_4 dl =$ dem Inhalt der Spannungsfläche mal $\frac{1}{V_{m_4}}$. Zwischen der Verdichtungsziffer des Bodens und dem Drucke, der eine bestimmte Verdichtung hervorgerufen hat, besteht die Beziehung $V = V_o + V_1 \cdot p$. V_o und V_1 sind durch Versuche zu bestimmen. Für einen beliebigen Punkt im Damminnern ist ungefähr $p = \gamma \cdot h'$, wo h' die Belastungshöhe darstellt. Man kann somit für den Schnitt IV, IV′ eine V-Fläche zeichnen und aus ihr V_m abschätzen oder man trägt statt der σ Kurve die $\frac{\sigma}{v}$ Kurve auf und ermittelt aus ihr durch Integration der Fläche den Wert Δl.

(*d*) *Staudamm mit Betonwand.*

(1) *Beanspruchung des Sockels.*—Zwischen dem Damm mit Eisenwand und dem mit Betonkern ist ein wesentlicher Unterschied. Die Eisenwand kann keinen wesentlichen Druck auf den Betonsockel übertragen. Die Fläche der $Q \cos \delta$ Linie in Höhe der Oberkante Sockel ist daher gleich der Dammlast. Bei der Betonwand setzt sich der Boden zu beiden Seiten der Wand und belastet dabei die Wand sehr erheblich durch seine Reibung. Der Sockel bekommt daher durch die Betonwand eine sehr starke senkrechte Belastung. Von der $Q' \cos \delta$ Fläche des symmetrischen homogenen Dammes sind daher jetzt auf beiden Seiten die Reibungskräfte R abzuziehen. Der Erdwiderstand des Dammes wird gegenüber dem Damm mit Eisenwand geschwächt, da ein Teil des Erdgewichts am Kern sich abstützt und dadurch die Reibung in der Gleitfläche verringert wird. Die am Sockel angreifenden Kräfte sind vor dem Wasseranstau sonst ähnlich

wie bei dem Sockel mit Eisenwand. Allerdings ist der Boden an der Luftseite des Sockels wesentlich weniger belastet.

Nach dem Füllen des Beckens erhält der Sockel an seiner Spitze einen erheblichen Horizontalschub durch die Reibung des Wandgelenkes. Es empfiehlt sich die Oberfläche des Sockels waagerecht und die Auflagefläche der Wand schwach gewölbt auszubilden. Es kann die Wand an dieser Stelle außer einer Drehung auch eine Verschiebung ausführen. Die Biegungsbeanspruchung von Wand und Sockel werden dadurch wesentlich verringert.

(2) *Beanspruchungen der Betonwand.*—Betonwände sind ohne Gelenk (Sorpe) mit einem Gelenk (Söse, Kall) und mit 2 Gelenken (Oder) ausgeführt. Bei der Ausführung ohne Gelenk werden

Abb. 44

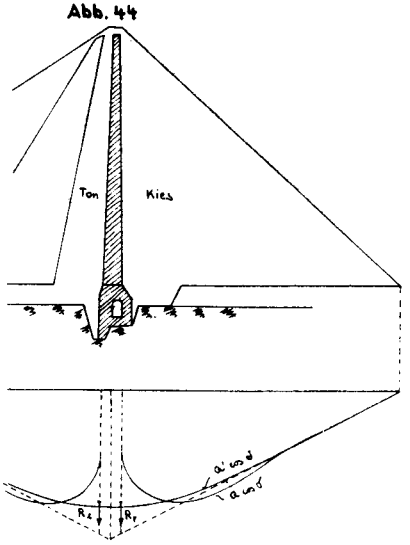
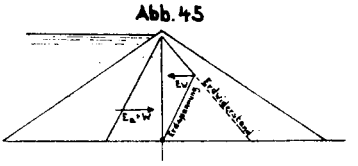


Abb. 45



Rißbildungen in der Wand auftreten. Bei der Anordnung von einem Gelenk ist auch noch mit erheblichen Biegemomenten in der Wand zu rechnen. Die Berechnung einer solchen Wand ist von Streck ([26]) veröffentlicht. Abbildung 45 zeigt, in welcher Art die Rechnung durchgeführt ist. Es ergeben sich dabei für die analytische Berechnung sehr einfache Formeln.

Für die Wand mit 2 Gelenken hat Bohrisch ([1]) eine Berechnung veröffentlicht, deren wesentliche Wiedergabe Abbildung 46 zeigt. Es werden die Werte x und y, durch welche die Erdspannungsfläche bei gradliniger Begrenzung festliegt, aus den angreifenden Kräften E_a und W berechnet.

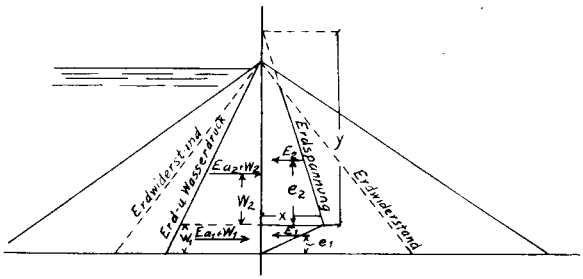
Beide Berechnungen gehen von der Annahme starrer Wände aus und vernachlässigen den erheblichen Einfluß, den die Verbiegung der Wand auf die Spannungsverteilung zwischen Wand und nachgiebiger Unterlage hat. Es wird ferner vorausgesetzt, daß die Spannungen, welche durch Bewegungen der Wand an den Berührungsstellen zwischen Boden und Wand erzeugt werden, direkt proportional den Verschiebungen sind, welche die Wandpunkte an den Berührungs-

stellen erfahren. Das gilt vielleicht angenähert für kleine Wandbewegungen und kleine Kräfte. Bei den erheblichen Widerständen, welche die Wand in einem gut verdichteten Boden bei ihrer Bewegung findet, werden hier wahrscheinlich wesentlich andere Beziehungen zwischen Spannung und Verschiebung herrschen. Einigermaßen richtig werden sich die Spannungen nur in dem Bereich ermitteln lassen, in dem der Erdwiderstand erreicht ist. Außerhalb dieses Bereiches werden die Erdspannungsflächen wahrscheinlich nicht gradlinig begrenzt sein.

(*e*) *Wichtigkeit von Spannungs- und Bewegungsmessungen.*

Es liegen an den bis jetzt ausgeführten Dämmen besonders an der Söse und Oder eine Reihe von Beobachtungen vor, deren Auswertung vielleicht einen besseren Einblick in das im Boden auftretende Kräftespiel geben wird als wir in zurzeit haben. Am besten werden Spannungsmessungen in den Dämmen selbst über die Verteilung der Spannungen Auskunft geben. Zu dem Zwecke müssen die jetzt vorhandenen Spannungsmesser weiter entwickelt werden, damit ihre

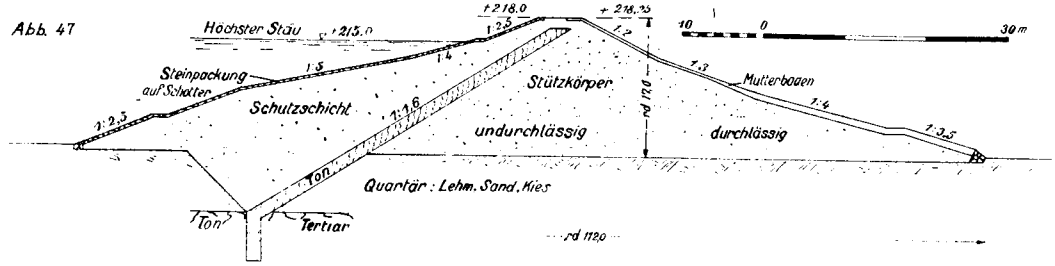
Abb. 46



zuverlässige Angabe und ihr störungsfreies Arbeiten gewährleistet ist. Nur so wird es möglich sein, die Berechnung von Staudämmen, die jetzt besonders im Gebiet des natürlichen Erddrucks auf Annahmen beruht, allmählich auf eine sicherere Grundlage zu stellen. Bei der Bedeutung, die die Erddämme in der Wasserwirtschaft haben und bei der Gefahr, die die Ansammlung grosser Wassermengen für die unterhalb der Sperre wohnenden Menschen bedeutet, sollte man keine Mühe scheuen, das Verhalten dieser Bauwerke im Betriebe genau zu erforschen, um so ihre Sicherheit zu steigern. Man sollte möglichst bei jedem Damm nicht nur sorgfältige Bodenuntersuchungen in den wissenschaftlichen Erdbaulaboratorien und auf der Baustelle vornehmen, sondern auch Messungen von Bewegung der Erdmassen im Damminnern und an den Aussenseiten sowie der auftretenden Spannungen ausführen. Nur so wird es gelingen, auch auf diesem bislang noch wenig sicherem Gebiet feste Grundlagen zu schaffen.

C. Ausgeführte grössere Staudämme

Als Ergänzung der Mitteilungen, welche in den vorhergehenden Abschnitten über die verschiedenen Verfahren der Standfestigkeitsuntersuchungen von Staudämmen gemacht wurden, mögen nun zum Schluß des Berichtes noch Angaben über einige in Deutschland in letzter Zeit ausgeführte Staudämme mitgeteilt werden.



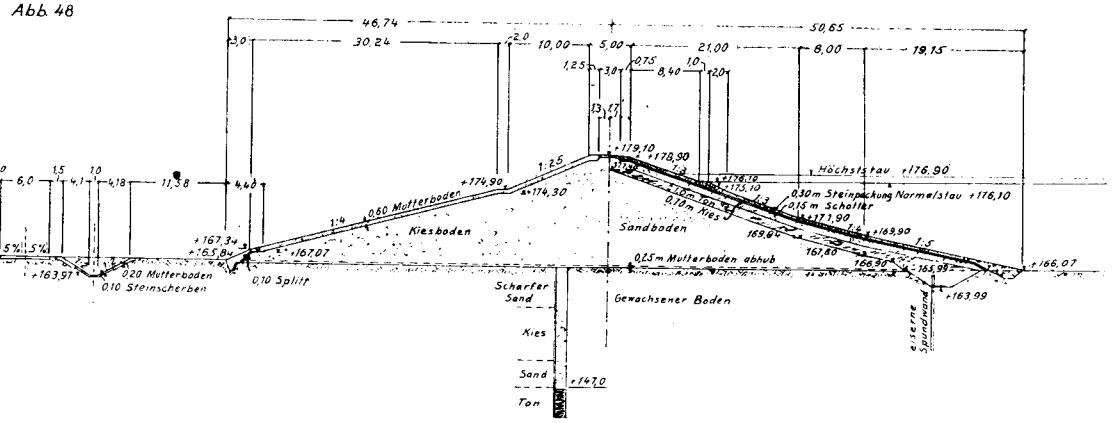


ABBILDUNG 47.—**Staubecken der Glatzer Neisse bei Ottmachau, 1928–1932.** — Glatzer Neisse Reservoir near Ottmachau, 1928–1932. — Barrage de Glatzer Neisse à Ottmachau. — Presa de Glatzer Neisse en Ottmachau.

ABBILDUNG 48.—**Staubecken der Malapane bei Turawa (Oberschlesien). Baubeginn 1934.**—Malapane Reservoir at Turawa (Northern Silesia). Beginning of construction, 1934. — Barrage de Malapane à Turawa (Haute Silésie). Construction commencée en 1934. — Presa de Malapane en Turawa (Alta Silesia). Construcción comenzada en 1934.

1. Staudamm Ottmachau II. 10, 19) Reichswasserstraßenverwaltung; Abbildung 47.

Der Damm dient zur Aufspeicherung von Zuschußwasser für die Oder bei Niedrigwasser. Der Inhalt des Staubeckens beträgt etwa 95 Mill. cbm bei einer Dammlänge von rd. 6,5 km. Die 1,4 starke 1:1,6 geböschte Dichtungsschicht besteht aus tertiärem Ton mit 40% Rohtongehalt ($<2\mu$) und einem Schubfestigkeitsbeiwert (nat. Wassergehalt) $\mu=0{,}27$. Der Ton ist bis in die tertiären Tonschichten des Untergrundes herabgeführt.

2. Staudamm in der Malapane bei Turawa II. 23) Reichswasserstraßenverwaltung; Abbildung 48.

Der Damm dient ebenfalls zur Aufspeicherung von Zuschußwasser für die Oder und schließt bei 6,0 km Länge ein Becken von 90 Mill. cbm Inhalt ein. Die Dichtungsschicht besteht aus Geschiebemergel

Abb. 49

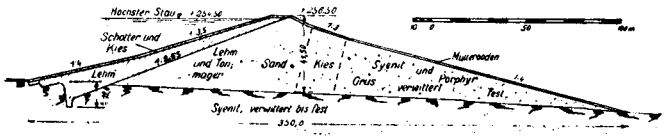


Abb. 50

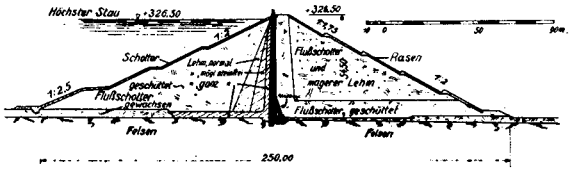


ABBILDUNG 49.—**Oberes Pumpspeicherbecken, bei Niederwartha (Dresden), 1927–29.** — Upper pumping storage reservoir at Niederwartha (Dresden), 1927–29. — Barrage supérieur de pompage à Niederwartha (Dresden) 1927–29. — Presa superior de bombeo en Niederwartha (Dresden), 1927–29.

ABBILDUNG 50.—**Staubecken der Söse bei Osterode (Harz), 1929–31.** — The Söse Reservoir at Osterode (Harz), 1929–31. — Barrage de Söse à Osterode (Harz), 1929–31. — Presa de Söse en Osterode (Harz), 1929–31.

von 1,0 m Stärke. Sie schließt an einigen Stellen direkt an Tonschichten des Untergrundes an, sonst erfolgt der Auschluß auf längeren Dammstrecken durch eiserne Spundbohlen. Soweit an einigen Stellen unter der Spundbohlenwand noch durchlässige Kiesschichten liegen, sind diese durch Einspritzungen auf chemischem Wege gedichtet. Der mittlere Schubfestigkeitsbeiwert des Geschiebemergels bei natürlichem Wassergehalt ist etwa $\mu=0{,}40$ und der mittlere Rohtongehalt der Probe ($<2\mu$) beträgt rd. 10%. Der Damm ist noch in der Ausführung begriffen.

3. Staudamm Oberwartha. Energieversorgung Groß Dresden; Abbildung 49.

Der Staudamm Oberwartha des Pumpspeicherwerks Niederwartha sperrt das in einem Seitental der Elbe bei Dresden gelegene Speicherbecken ab. Der Untergrund des Dammes besteht aus Felsen (Syenitporphyr), in den die Dichtungsschicht eingreift. Der zur Dichtung verwendete Lehm hat einen Rohtongehalt ($<2\mu$) von 19–20% und einen Schubfestigkeitsbeiwert (nat. Wassergehalt) $\mu=0{,}40$. Das Becken hat bei späterem Vollbetrieb Wasserspiegelschwankungen von

9,50 m. Der Inhalt des Beckens beträgt 3,0 Mill. cbm im gefüllten Zustande. Die Kronenlänge des Dammes ist 350 m.

4. Soesesperre II. 9, 37 Harzwasserwerke; Abbildung 50.

Der Damm besitzt einen Betonkern mit einer Gleitfuge über dem Kontrollgang und sperrt bei 500 m Kronenlänge ein Becken von 25 Mill. cbm Inhalt ab, das zur Trinkwasserversorgung genutzt wird. Die Talschichten haben unter dem Damm eine verhältnismäßig geringe Mächtigkeit. Der Betonsockel der Dichtungswand ist in den Felsen (Tonschiefer mit vereinzelten Grauwackebänken) eingelassen. Die Betonwand ist über der Gleitfuge in ihrer Längsrichtung in Tafeln aufgeteilt. An jeder Stoßfuge führt ein Einsteigeschacht zum Kontrollgang hinab, sodaß es möglich ist, in diesen Schächten Bewegungen des Dammes zu messen. Der in der Dichtung verwendete Lehm hat etwa 10–12% Rohtongehalt ($<2{,}0\mu$).

5. Odersperre; Harzwasserwerke; Abbildung 51.

Die Sperre fast etwa 30 Mill. cbm und dient als Hochwasserschutz für die Zuflüsse der Leine. Der Damm hat ähnliche Abmessungen wie der Soesedamm, nur ist die Betonwand mit 2 Gleitfugen ausgeführt. Der Untergrund der Sohle und die Talhänge bestehen auch hier aus Felsen, in den der Betonsockel der Wand eingelassen ist. Der Kontrollgang befindet sich zwischen den beiden Gleitfugen. Die Kronenlänge des Dammes beträgt 340 m.

6. Sorpesperre [II.12,38)] Ruhrtalsperrenverein; Abbildung 52.

Die Sorpesperre dient zur Aufspeicherung des Zuschußwassers für die Ruhr in trockenen Jahren. Sie bildet ein Becken von 72 Mill. cbm Inhalt. Der abschließende Damm hat eine Kronenlänge von 650 m. Die Betonwand im Innern des Dammes ist in ihrer Länsrichtung durch senkrechte Fugen in einzelne Tafeln geteilt, die aber mit dem Betonsockel fest verbunden, also nicht durch eine horizontale Gleitfuge von ihm getrennt sind.

7. Beversperre [II.18)] Wupperverband; Abbildung 53.

Die Beversperre wird als Erddamm mit einer in der Dammitte liegenden leicht gewellten Blechwand zurzeit gebaut. Sie schließt das Bevertal im oberen Wuppergebiet unterhalb einer vorhandenen massiven Talsperre ab, die später überstaut wird. Der Inhalt des Beckens beträgt rd. 20,5 Mill. cbm. Es dient zur Aufspeicherung von Zuschußwasser zur Verbesserung der Niedrigwasserführung der Wupper. Die Kronenlänge des Dammes beträgt 490 m. Der Untergrund besteht unter einer 8,0 m starken Talschicht aus Tonschiefer.

8. Kallbachsperre [II. 13a] Wasserwerk des Landkreises Aachen; Abbildung 54.

Die Sperre dient nach ihrer Fertigstellung in Verbindung mit der Dreilägerbachsperre zur Trinkwasserversorgung des Landkreises Aachen. Sie liegt im Tal der oberen Kall, eines Nebenflusses der Rur Das Becken fasst etwa 2,0 Mill. cbm Wasser. Die Kronenlänge des Dammes beträgt rd. 180 m. Der im Damm vorhandene Betonkern hat über dem Sockel eine Gleitfuge.

9. Rurtalsperre Schwammenauel [II,26,27,] Rurtalsperrengesellschaft; Abbildung 55.

Die Sperre liegt unterhalb der Urftsperre und umfasst nach ihrer Fertigstellung ein Becken von 100 Mill. cbm Inhalt, dessen Wasser als Zuschuß für die Rur bei kleinen Wasserständen dient, um den Wassernöten der an der unteren Rur liegenden Industrie abzuhelfen.

Abb. 51

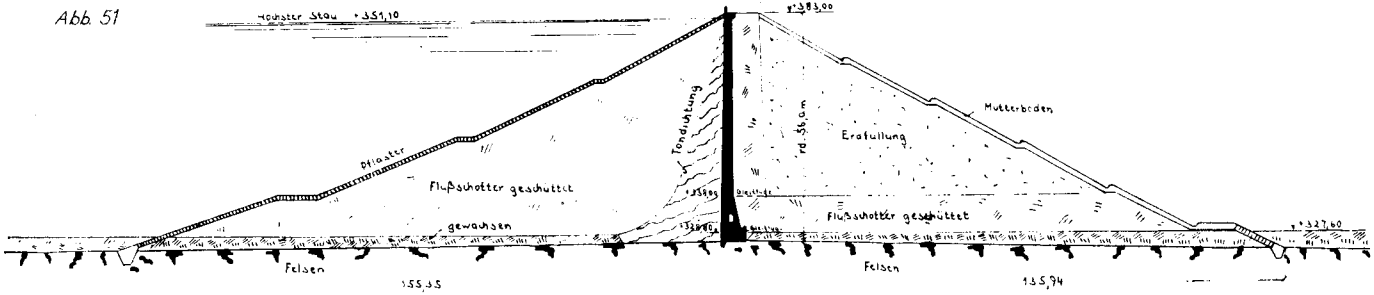


Abb. 52

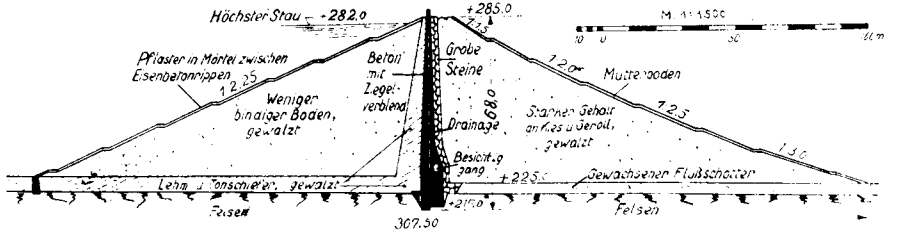


ABBILDUNG 51.—**Staubecken im Odertale Harz. Bauzeit 1931–34.**— The reservoir in the Oder Valley, Harz. Building time: 1931–34. — Barrage de la vallée de l'Oder, Harz. Durée de construction: 1931–34. — Presa del valle del Oder, Harz. Tiempo tomado en su construcción: 1931–34.

ABBILDUNG 52.—**Staubecken der Sorpe (Ruhr) bei Arnsberg, 1928–31.**— The Sorpe (Ruhr) Reservoir at Arnsberg, 1928–31. — Le barrage de Sorpe à Arnsberg. — La presa de Sorpe en Arnsberg.

Abb. 53

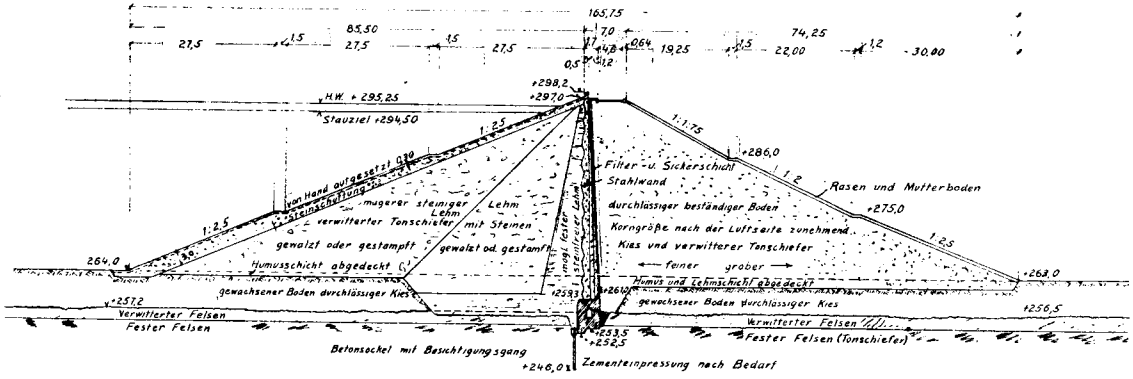


Abbildung 53.—Staubecken der Bever im Wuppergebiet. — The Bever Reservoir in the Wupper district. — Le barrage de Bever dans la région de Wupper. — **La presa de Bever en la región de Wupper.**

Abb. 54

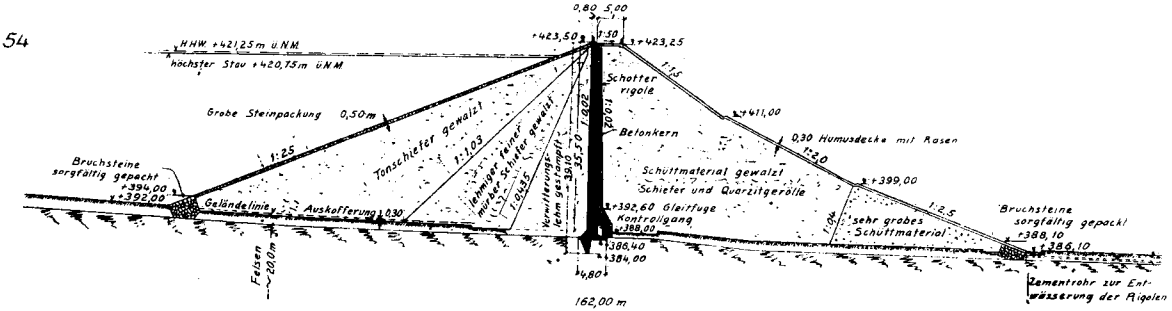


Abb. 55

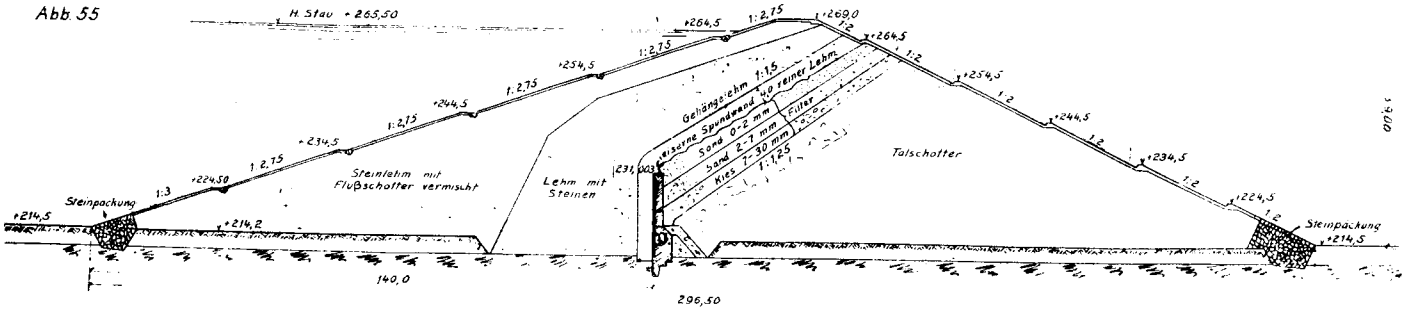


ABBILDUNG 54.—**Staubecken im Kallbachtal im Landkreis Aachen, 1934–35.** — Reservoir in the Kallbach Valley in the district of **Aachen,** 1934–35. — Barrage de la vallée de la Kallbach dans la région d'Aachen, 1934–35. — Presa del valle del Kallbach en la **región de** Aachen, 1934–35.

ABBILDUNG 55.—**Staubecken im Rurtal bei Schwammenauel. Baubeginn 1934.** — Reservoir in the Rur Valley at Schwammenauel. Beginning of construction 1934. — Barrage de la vallée de la Rur à Schwammenauel. Construction commencée en 1934. — **Presa** del valle del Rur en Schwammenauel. Construcción comenzada en 1934.

Der Damm erhält eine Kronenlänge von 400 m. Die dichtende Lehmschicht legt sich in ihrem unteren Teil gegen einen fest im Felsen liegenden Sockel mit Kontrollgang. Dieser Sockel trägt eine verhältnismäßig niedrige Betonwand, die durch eine Gleitfuge von ihm getrennt ist. Von der Spitze der Betonwand führt eine Wand aus wagerecht verlegten eisernen Spundbohlen in schräger Richtung aufwärts, die als Zusatzdichtung für den hier mehr lösartigen Lehm gedacht ist.

Schlußbemerkung.—Zum Schluß möchte ich meinen Mitarbeitern bei der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin, Herrn Ingenieur Ohde und Herrn Diplom-Ingenieur Beinlich, danken für die Hilfe, die sie mir freundlicherweise bei der Bearbeitung des vorligenden Berichtes geleistet haben.

SCHRIFTENVERZEICHNIS

Auf das Schriftenverzeichnis ist im Text durch Ziffern hingewiesen. Es sind alle in letzter Zeit erschienenen mir bekannt gewordenen Abhandlungen und Bücher enthalten, die von den physikalischen Eigenschaften der bei den Erddämmen zu verwendenden Bodenarten sowie von statischen Untersuchungen der Staudämme handeln. Der Vollzähligkeit halber sind alle Abhandlungen ohne Rücksicht auf ihre Bedeutung aufgenommen. Für den Leser sollen sie nur ein Hinweis sein, wo in besonderen Fällen weitere Angaben zu finden sind.

Da es bei einer Beschäftigung mit der vorliegenden Frage erwünscht sein kann, auch über die ausgeführten Staudämme Näheres zu erfahren, ist das Schriftenverzeichnis im Abschnitt II auch auf dieses Gebiet ausgedehnt.

I. *Bodenphysik und Statik der Staudämme*

1) Bohrisch, G.	Staudämme mit Betonkern	Deutsche Wasserwirtschaft 1933, Heft 5.
2) Bohrisch, G.	Der Qued-Kebir-Staudamm—Eine Untersuchung neuerer Berechnungsverfahren für Erdstaudämme.	Deutsche Wasserwirtschaft 1935.
3) Buchwald, M.	Statik im Erdbau	Bauingenieur 1930, Heft 47.
4) Buisman	Erfahrungsmäßige Grenzbestimmumg des inneren Gleichgewichts eines Bodenkörpers.	De Ingenieur 1934, Heft 26.
5) Casagrande, A.	Research on the Atterberg limits of soils.	Public Roads 1932, Heft 8.
6) Ehrenberg, J.	Grundlagen der Berechnung von Staudämmen.	Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1929, Heft 23.
7) Endell. Hofmann, Wilm.	Über die Natur der keramischen Tone.	Bericht der Deutschen Keramischen Gesellschaft E. V., Bd. 14, 1933.
7a) Enslin, O.	Über einen Apparat zur Messung der Flüssigkeitsaufnahme von quellbaren und porösen Stoffen und zur Charakterisierung der Benetzbarkeit.	Die chemische Fabrik 1933, Nr. 13, S. 147.

8) Fellenius	Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion.	Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.
9) Froehlich	Über den Seitendruck im unberührten kohäsionslosen Boden und Auslegung der Cincinnati Versuche.	Polytechn. Weekblad. 1932, Heft 44–45.
10) Frontard	Cycloides de glissement des terres.	Comptes rendus hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, S. 526–529.
11) Frontard	Logoides de glissement des terres.	Desgleichen, S. 740–742.
12) Kammüller	Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes.	Bauingenieur 1926, Heft 9.
13) Krey	Erddruck, Erdwiderstand	5. Aufl. 1935, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
14) v. d. Linde	Die Standsicherheit von Deichen.	Openb. Werken 1933, Heft 13.
15) Marx	Die Berechnung der Rutschgefahr.	Bautechnik 1931, Heft 8.
16) Mund, O	Über Erddruckverteilung	Bautechnik 1933, Heft 53.
17) Nemesek	Die Druckverteilung in kohäsionslosen Massen.	Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1929, Heft 18/19.
18) Pickl	Die Querschnittsbemessungen von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material.	Bautechnik 1927, Heft 14.
19) Redlich Terzaghi, Kampe	Ingenieurgeologie	Berlin 1929–Jul. Springer.
20) Rendulic	Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherheit.	Bauingenieur 1935, Heft 19/20.
21) Résal	Poussée des terres	Paris, 1910.
22) Schaffernack	Über die Standsicherheit durchlässig geschütterter Dämme.	Allgem Bauzeitung, 1917, Heft IV.
23) Seifert	Festigkeitsuntersuchungen bei Staudämmen.	V. D. J., 1933, Heft 14.
24) Seifert Körner.	A) Untersuchungsmethoden um festzustellen, ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau eines Erddammes eignet. B) Erforschung der physikalischen Gesetze nach welchen die Durchsickerung des Wassers durch eine Talsperre oder durch den Untergrund stattfindet.	Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, 1933, Heft 14.
25) Seifert Ehrenberg, Tiedemann, Endell, Hofmann, Wilm.	Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden?	Desgleichen, 1935, Heft 20.
26) Streck	Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung.	Bautechnik, 1929, Heft 53.
27) v. Terzaghi	The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls.	Public Roads, 1929, Bd. 10, Nr. 10.

28) v. Terzaghi	Die Prüfung von Baumaterialien für gewalzte Erddämme.	Wasserwirtschaft, 1933, Heft 30 u. 32.
29) v. Terzaghi	Erdbaumechanik	Wien 1925. Franz Deuticke.
30) Vageler	Der Kationen- und Wasserhaushalt im Mineralboden.	Berlin 1932. Julius Springer.
31) Zunker	Handbuch der Bodenlehre 6. Bd.	Berlin 1930. Julius Springer.

II. *Ausführung von Staudämmen*

1) Browning	Herstellung des Santiago Creek-Erddammes.	Eng. News Rec. 1932, Bd. 108.
2) Burd	Hohe Erddämme auf durchlässigem Muränen-Untergrund.	Proceedings 1933, Heft 4.
3) Davis	Construction of dams	Druckschrift Nr. 95 d. 1. Weltkraftkonferenz.
4) Gruhle	Die Weißeritztalsperre a. d. Lehnmühle.	Bauingenieur 1934, Heft 11/12.
5) Johnston	The design of earth dams	Trans. Americ. Soc. Civ. Eng., Bd. 87 und Bd. 86.
6) Justin	The design of earth dams	Trans. Americ. Soc. Civ. Eng., Bd. 87 und Bd. 86.
7) Justin	Earth dam projects	New York und London, 1932.
8) Kelen	Talsperren	Göschen 1931.
9) Kennerknecht	Die Sösetalsperre im Harz	V. D. J. 1931, Heft 5.
10) Krieg	Die Tondichtung im Staudamm Ottmachau.	Deutsche Wasserwirtschaft 1932, Heft 11.
11) Kummer	Die Entwicklung der großen Staudämme für Talsperren.	Bauingenieur 1920, S. 636.
12) Link	Die Sorpetalsperre	Zentr. d. Bauv. 1927
13) Link	Die Sorpetalsperre und die untere Versetalsperre im Ruhrgebiet als Beispiel hoher Erdstaudämme in neuzeitlicher Bauweise	Deutsche Wasserwirtschaft 1932, Nr. 3.
13a) Lamby	Der Bau der Kalltalsperre	Zentralbl. d. Bauverwaltung 1935 Heft 38.
14) Link	Staudämme für Hochspeicherbecken.	Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1934, Heft 23.
15) Lossier	Les barrages en enrochements	Genie civil Bd. 97 (1930).
16) Ludin	Die Wasserkräfte	Berlin 1923 Jul. Springer.
17) Ludin	Die nordischen Wasserkräfte	Berlin 1930 Jul. Springer.
18) Mahr	Die Bevertalsperre	Zentr. D. Bauverw. 1935, Heft 41.
19) Marx	Der Staudamm Ottmachau	Baut. 1932, Heft 1.
20) Mattern	Die Talsperren	Handbuch d. ingen. Wissenschaften III. Teil Leipzig 1913.
21) Mattern	Der Stever Staudamm bei Haltern zur Wassergewinnung durch Grundwasseranreicherung.	Zentr. d. Bauverw. 1931, Heft 18.
22) Meischner	Deutsche Staudammbauten der letzten Jahre.	Wasserwirtschaft 1932, Heft 20.

23) Momber	Das Staubecken an der Malapane bei Turawa.	Zentralbl. d. Bauverw. 1934, Heft 26.
24) Rind	Die Dierendorfer Talsperre im Westerwald.	Baut. 1935, Heft 39.
25) Saupe	Die Koberbachtalsperre	Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1932, Heft 8.
26) Schatz	Talsperrenbautem im Rurtal	Zentralbl. d. Bauverw. 1935, S. 746.
27) Schatz	Die neuen Stauanlagen der Rur.	Deutsche Wasserwirtschaft 1935, Heft 1.
28) Scheidig	Ueber neuere Erddammbauten in der Sowjetunion.	Bautechn. 1932, Heft 16.
29) Schoklitsch	Der Wasserbau 2. Bd	Wien, Jul. Springer 1930.
30) Taddeucci	Der Erddamm im Arvo Tal	Ann. Lav. Publ. 1932.
31) v. Terzaghi	Gesichtspunkte für den Entwurf grosser Staudämme.	Eng. News Rec. 1934 (Bd. 112).
32) Tölke	Die neuzeitliche Entwicklung der Erddämme in Amerika.	Bauingenieur 1931.
33) Tölke	34 m hoher Erddamm mit Tonkern in Italien.	Bauingenieur 1933, Heft 25–26.
34) Walch	Stau- und Kanaldämme	Berlin 1933, Jul. Springer.
35) Wegmann	The design and construction of dams.	8. Auflage New York 1927.
36) Ziegler	Talsperren 1. Bd	Berlin 1925, 3. Aufl., Wilh. Ernst & Sohn.
37) Ziegler	Die Westharzsperren und d. Bauweise und Bauausführung des Sösedammes.	Bauingenieur 1931, Heft 22–23.
38) Ziegler	Von der Sorpesperre	Bauingenieur 1932, Heft 11.
39)	The construction of earth dams.	Engng. Rec. Bd. 44.
40)	British views regarding earth dams.	Engng. Rec. Bd. 62

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Berechnung von Böschungen und Erddämmen sind Raumgewicht und Schubwiderstandsbeiwert von Bedeutung. Sie sind daher als erste behandelt. Das Raumgewicht ist wesentlich abhängig von der Porenziffer, dem Wasser- und etwaigen Humusgehalt. Die Größe des Schubwiderstandes des Bodens, wie sie durch Versuche gefunden wird, hängt wesentlich von der Art der Durchführung dieser Versuche ab. Besonders bei bindigen Böden müssen die Belastungen genügend lange wirken, damit der Wassergehalt der Probe sich den vorhandenen Spannungen anpassen kann. Nur so läßt sich der Einfluß des gespannten Porenwassers bei den Versuchen vermeiden.

In den weiteren Abschnitten wird die Spannungsverteilung sowohl in einzelnen Punkten eines Erdkörpers als auch in horizontalen und vertikalen Schnitten eines homogenen, symmetrischen Erdkörpers von Dreiecksform kurz behandelt.

Es schließen sich Ausführungen über die Lage der Gleitflächen in kohärenten und kohäsionslosen Boden an. Als Gleitflächen werden im allgemeinen kreisförmige Flächen verwendet, deren Lage und Form geändert wird, um die ungünstigste Gleitfläche zu finden. Auch wird auf die Ermittlung der für die Erhaltung des Gleichgewichts erforderlichen Werte $\mu = \mathrm{tg}\rho$ (Reibungsbeiwert) und k_s (Kohäsion)

eingegangen. Die von Fellenius angegebenen Kurven für reine Kohäsion und Kohäsion und Reibung wurden zu einer Kurvenschar zusammengefazt, die den Gebrauch dieser Kurven erleichtert.

Die Anwendung logarithmischer Spiralen als Gleitflächen wird besprochen und eine Formel mitgeteilt, aus welcher für eine bestimmte Gleitflächenlage und einen gegebenen Reibungswinkel die für das Gleichgewicht erforderliche Kohäsion ermittelt werden kann. Die Wirkung des Wassers als Normalkraft zur Gleitfläche ist bei den logarithmischen Flächen nicht so einfach rechnerisch zu erfassen wie bei den Kreisflächen.

Es folgt eine kurze Besprechung des Sicherheitsgrades. Dem bereits von Fellenius vorgeschlagenen Sicherheitsgrad $\eta = \frac{\mu \text{ vorhanden}}{\mu \text{ erforderlich}}$ wird der Vorzug gegeben.

Bei der Berechnung der Staudämme wird kurz auf die statische Wirkung des Wassers in den Dämmen eingegangen. Auch ist der Nachweis der Standfestigkeit der verschiedenen Dammteile bei wasserseitig angeordneter Dichtung behandelt.

Dämme mit innen liegender Dichtung haben entweder nur einen Lehmkern, oder es ist hinter der Lehmschicht noch eine Beton- oder Eisenblechwand angeordnet, die vor allem ein Ausspülen von Lehmteilchen verhindern soll. Auch für diese Dammart ist der Nachweis der Standfestigkeit der luft- und wasserseitigen Böschung behandelt. Es ist versucht worden, auf Grund der im ersten Teil behandelten Spannungsuntersuchungen in homogenen symmetrischen Dämmen die Beanspruchungen des Kernbauwerks angenähert zu bestimmen. Da die Erddrücke im Damminneren unbestimmt sind, solange kein Gleiten eintritt, müssen Annahmen gemacht werden, die die wirklichen Zustände nur nährungsweise wiedergeben.

Zum Schluß des Berichtes sind noch die Querschnitte der in letzter Zeit in Deutschland ausgeführten Staudämme von Bedeutung angeführt.

SUMMARY

The weight per unit volume and the specific shearing resistance are especially important in the calculation of earth slopes and earth dams. These have therefore been treated in detail. The weight per unit volume is dependent upon the percentage of voids and on the moisture content. The shearing resistance of the soil, as determined by experiment, depends essentially upon the method of carrying out these experiments. Especially in the case of well-bound soils one must apply the load sufficiently long to allow the moisture content of the sample to adapt itself to the existing stress. Only in this manner may the influence of stressed ground water be avoided in the experiments.

In following chapters the stress distribution at particular points of an earthen body, and also in horizontal and vertical sections of a homogeneous, symmetrical body of triangular form, are discussed.

There follow short explanations of the positions of the sliding surfaces in coherent and cohesive soils. Circular surfaces are generally used to represent these sliding surfaces. Position and form are altered several times in order to determine the least satisfactory sliding surface. The ascertainment of the value $\mu = \text{tg}\rho$ (friction

coefficient) and k_s (cohesion), required for the maintenance of equilibrium is shown. The curves for pure cohesion and cohesion and friction given by Fellenius are condensed into a system of curves, so that the use of these curves is simplified.

The use of logarithmic spirals as sliding surfaces is discussed and a formula is given with which, when the surface position and angle of friction are known, the cohesion required for equilibrium may be determined. The action of the water as normal force on the sliding surface is not as easy to calculate with these surfaces as with the circular surfaces.

There then follows a short discussion of the safety factor. The safety factor $\eta = \frac{\mu \text{ existing,}}{\mu \text{ required}}$ already suggested by Fellenius, has been given preference here.

In the calculation of dams the static effect of the water on the dam is briefly discussed. The proof of the stability of the various dam members, arranged with the packing layer on the upstream side, is described.

Dams with an inside packing have either only one clay core or are arranged with a concrete or sheet-iron wall behind the clay core for the main purpose of preventing a washing away of the clay particles. The proof of stability of the downstream and upstream slopes of these dams is also described. An attempt has been made to determine approximately the demands made upon the core structure on a basis of the examination of stresses in homogeneous symmetrical dams as given in the first part. Since the earth pressures inside the dam are undetermined, as long as sliding does not take place, only assumptions can be made which the real conditions merely approximate.

At the close of the report the cross sections of some important dams which have been erected in Germany recently are presented.

RESUME

Le poids par volume et le coefficient de résistance à la poussée sont importants pour le calcul de talus et de digues. Pour cette raison, le rapport les traite en premier lieu. Le poids par volume dépend principalement de la porosité, ainsi que de la teneur en eau et de la teneur éventuelle en humus. Le coefficient de résistance à la poussée du terrain, déterminé par des essais, dépend principalement du mode d'exécution de ces essais. En particulier, s'il s'agit de terrains cohérents, il faut laisser agir les charges pendant un temps suffisant pour que la teneur en eau de l'échantillon puisse s'adapter aux tensions existantes. Cette méthode est la seule qui permette d'éviter dans les essais l'influence de l'eau de pores sous tension.

Dans d'autres subdivisions du rapport la distribution de la tension est traitée succinctement tant à divers points d'une masse de terre que dans des coupes horizontales et verticales d'une masse de terre homogène et symétrique de forme triangulaire.

Des explications sont données sur la position des surfaces de glissement de terrains cohérents et sans cohésion. Des surfaces circulaires, dont on fait varier la position et la forme pour trouver la surface de glissement la plus favorable, sont généralement utilisées comme

surfaces de glissement. Le rapport donne des détails sur la détermination des valeurs $\mu = tg\rho$ (coefficient de frottement) et k_s (cohésion), qui sont nécessaires pour maintenir l'équilibre. Les courbes de Fellenius concernant la cohésion simple, ainsi que la cohésion et le frottement, sont réunies en un faisceau de courbes qui facilite leur utilisation.

Le rapport traite l'emploi de spirales logarithmiques comme surfaces de glissement et donne une formule permettant de déterminer, pour une surface de glissement déterminée et un angle de frottement donné, la cohésion nécessaire pour l'équilibre. L'effet de l'eau agissant comme force normale sur la surface de glissement n'est pas aussi facile à calculer pour ces surfaces logarithmiques que pour les surfaces circulaires.

Une courte discussion du degré de sécurité suit. On donne la préférence au degré de sécurité proposé par Fellenius, à savoir

$$n = \frac{\mu \text{ existant}}{\mu \text{ nécessaire}}.$$

Pour le calcul de barrages, le rapport traite succinctement de l'effet statique de l'eau dans les barrages. Il traite les questions de la détermination de la stabilité de la couche de protection, de la couche étanche et du corps de talus du côté amont.

Les barrages avec couche étanche, disposée à l'intérieur, n'ont qu'un noyau d'argile ou derrière la couche d'argile il peut se trouver un écran en béton, ou une paroi en tôle dont le but est d'éviter que des particules d'argile ne soient enlevées par l'eau. Le rapport traite la détermination de la stabilité des pentes côté aval et côté amont dans ce genre de barrages. Dans ce rapport on essaye aussi de déterminer approximativement, grâce aux résultats des examens de de la tension traités dans la première partie, les efforts auxquels est soumis le noyau étanche dans les barrages homogènes symétriques. Les poussées de terre à l'intérieur du barrage étant indéterminées, aussi longtemps qu'il ne se présente pas de glissement, on est obligé de faire des suppositions qui ne reproduisent qu'approximativement l'état réel.

En annexe on donne les coupes des barrages importants exécutés en Allemagne dernièrement.

RESUMEN

El peso por volumen y el coeficiente de resistencia a la presión son importantes para el cálculo de taludes y de diques. Por esta razón, la memoria los trata en primer término. El peso por volumen depende principalmente de la porosidad, así como del contenido de agua y eventualmente del contenido de humus. El coeficiente de resistencia a la presión del terreno, determinado por ensayos, depende principalmente del método empleado al hacer esos ensayos. Especialmente, si se trata de terrenos coherentes, se debe dejar obrar las cargas durante un tiempo suficiente para que el contenido de agua de la muestra se pueda adaptar a las tensiones existentes. Este método es el único que permite evitar en los ensayos la influencia del agua de los poros bajo tensión.

En otras subdivisiones de la memoria la distribución de la tensión se trata sucintamente tanto en diversos puntos de una masa de tierra como en cortes horizontales y verticales de una masa de tierra homogénea y simétrica de forma triangular.

Se explica la posición de las superficies de deslizamiento de los terrenos coherentes y sin cohesión. Las superficies circulares, en las cuales se ha variado la posición y la forma para encontrar la superficie de deslizamiento más favorable se utilizan por lo general como superficies de deslizamiento.

La memoria da detalles respecto de la determinación de los valores $\mu = \text{tg}\rho$ (coeficiente de rozamiento) y k_s (cohesión), que son necesarios para mantener el equilibrio. Las curvas de Fellenius concernientes a la cohesión simple, y así como a la cohesión y al rozamiento se reúnen en un sistema de curvas que facilitan su uso.

La memoria trata del empleo de espirales logarítmicas como superficies de deslizamiento y da una fórmula que permite determinar, para una superficie de deslizamiento determinado y un ángulo de rozamiento dado, la cohesión necesaria para el equilibrio. El efecto del agua obrando como fuerza normal sobre la superficie de deslizamiento no es tan fácil de calcular para estas superficies logarítmicas como lo es para las superficies circulares.

Sigue una corta discusión del grado de seguridad. Se da la preferencia al grado de seguridad propuesto por Fellenius, a saber:

$$n = \frac{\mu \text{ existente}}{\mu \text{ necesario}}.$$

Para el cálculo de presas, la memoria trata sucintamente del efecto estático del agua en las presas. Trata las cuestiones de la determinación de la estabilidad de la capa de protección, de la capa impermeable y del cuerpo del talud del lado de aguas arriba.

Las presas con capa impermeable, colocada en el interior, sólo tienen un centro de arcilla o detrás de la capa de arcilla puede encontrarse una pantalla de hormigón o una pared hecha de planchas de hierro cuyo objeto es evitar que las partículas de arcilla sean derrubiadas por el agua. La memoria trata de la determinación de la estabilidad de las pendientes del lado de aguas abajo y del lado de aguas arriba en esta clase de presas. En esta memoria se intenta también determinar aproximadamente, usando los resultados de exámenes de la tensión de que trata la primera parte, los esfuerzos a los cuales está sometido el centro impermeable en las presas homogéneas simétricas. Las presiones de la tierra en el interior de la presa siendo indeterminadas, mientras no se presente deslizamiento, obligan a hacer suposiciones que sólo reproducen aproximadamente el estado real.

En un anexo se dan cortes de presas importantes ejecutadas en Alemania últimamente.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STABILITY OF EARTH DAMS*

Eng. Doct. FERDINANDO PAGLIARO

Central Office of Dams

Italy

1. INTRODUCTION

The stability of an earth dam depends on all its dimensions and on the structure as a whole. In contrast to concrete dams, the calculations for which have determined the fundamental lines of relative profiles, there should be applied to earth dams the prophetic admonition of our great Leonardo da Vinci advising us first to study the facts before drawing up theoretical laws.

The profile of an earth dam is constructed in conformity with other similar works already built which have been entirely satisfactory. Available data for determining the profile are lacking, as are also criterions for controlling the stability of the slopes. Sometimes calculation systems offer some assistance, but these are first subjected to severe analysis.

Theory is often very far from reality; the few available findings on the thrust of the earth, based primarily on some knowledge of friction and cohesion, are scarcely sufficient for an authoritative treatise.

On the other hand, it is not easy to draw definite conclusions from dams constructed, which may or may not have proved satisfactory, because the success of a work depends, very often, on ample dimensions, and nearly always on a very accurate execution. Too generalized conclusions might not be exact, being excessive in the first case and defective in the second case; the success of a specific dam might well

**Stabilité des barrages en terre.*
Standfestigkeit von Erddämmen.
La estabilidad de las presas de tierra.

[TRANSLATION FROM THE ITALIAN.]

be principally due to special constructional accuracies, if not to favorable local conditions.

Although in such works, the question of economy should not be considered in the face of the safety of the structure, there are, however, limits beyond which any further precautions and additional dimensions represent a useless expense. It is, for instance, true that in selecting eclectically from each type of earth dam already constructed the characteristics of greater safety (for resistance and impermeability), we should obtain a dam having the highest degree of safety from any technical point of view; but it is also true that the cost of such a dam would be exaggerated and, perhaps, prohibitive.

2. Stability Based on Dimensions

THE STABILITY OF THE DOWNSTREAM SLOPE

The stability may be considered from two points of view: The stability of more or less coherent soils, and the stability of soils which retain water.

We must first consider the stability of coherent soils from the chronological point of view (empty reservoir), mainly because for several years these have been accurately studied and examined.

It is not necessary here to comment on the theories of Coulomb, Weingarten, and Poncelet on the thrust of the earth, as they are known everywhere and have no particular reference to the present study. I will point out only that Mohr, Rankine, and others have applied to a mass of earth (dry material in powder, not always homogeneous) the effect of molecular equilibrium on the strata characteristic of the homogeneous isotropic and elastic systems.

Such deductions seem rather arbitrary. In fact, it is still doubtful if and in what manner the elastic laws may be considered valid inside an unreinforced concrete mass; and even for a monolith some reserves may be made as to the legitimacy of the fundamental hypothesis from which are derived the theories of elasticity and resistance of the materials.

For a better reason, we must doubt very much that these theories may be applied inside a mass of noncoherent earth.

It is sufficient, for example, to examine the real compression of the earth, especially under rolling, to be convinced that inside the earth there cannot be assumed to exist a small cube, through whose surfaces are transmitted elastic, normal, or tangential stresses, without modifying the dimensions of that cube.

Although in limited cases, the analytical expressions of Mohr coincide with those obtained from other theories (such as those of the maximum-thrust prism), this does not mean that they should be considered exact, because when many laws are applied to limited cases they acquire a different physiognomy, and also for the reason that the other expressions are also founded on theoretical estimates not always in accordance with reality.

Many remarks, for instance, have been made on the theory of the maximum-thrust prism, even going as far as to consider it arbitrary; in fact, the theory is not really exact, as can be found on examining it with realistic objectivity. It will be sufficient to consider that the theory completely fails to take into consideration the principle of cohesion upon which we rely for the stability characteristics of a dam.

The rolling aims at increasing the cohesion while, according to the theory mentioned above, the rolling should prove harmful to the stability of the work by creating greater pressures.

Therefore, in this case (as actually in all similar phenomena) the analytical conclusions are valuable only if they are based on theoretical estimates which are not in opposition to the physical reality; and they may also have a simple comparative value.

If we propose at first not to rely upon the cohesion, as someone suggests, and if other limiting conditions for dams did not exist, the slopes of a mass of earth would be arranged according to the natural angle of repose of the material.

We see, therefore, that there are some particular elements affecting these values, either increasing or diminishing them. Considering that the downstream slope suffers less, as there is no action from the water of the reservoir, we note that the preceding valuation does not take into account two factors: The deleterious action of rain, frost, and sun, and the height of the slope.

The first problem may be solved by making a suitable protection on the earth slope. (Facing of dry masonry, concrete—with drainage, or covering with grass.)

Finally, we must take into account the height as much as the other requirements. This will be discussed shortly; but we must now point out that the slope inclination depends on the height of the same slope. Therefore, all those who consider that, for instance, having taken into account the angle of repose, and having stated the real stability of the slopes with such inclinations in dams which are not very high, the valuation of the slope inclination is then available for dams of any height, are obviously in error.

It is necessary, however, to note that the ratio between the height and the inclination of the slope contains one chief element—the cohesion. When this element is not taken into account, the inclination of the downstream slope remains notably independent of the real height of the dam.

As a matter of fact, it seems that almost all the builders have conformed to such a principle because, if we take as an example many existing dams, we find that the higher the slope the greater is its inclination in respect to the vertical.

The highest dam in the world, the Mammoth, which is under construction on the Missouri, 85 meters high, has a downstream slope of about 8.5 : 1. It is necessary to arrive at dams having a height of 16 m to meet slopes of 1.5 : 1.

For dams from 25 to 50 meters high, the average of the ascertained values ranges between 2 and 2.5 : 1.

STABILITY OF THE UPSTREAM SLOPE

Here the action of the reservoir water comes into play either directly (impact, washing, etc.) or indirectly (lessening of the friction, ebbing, etc.). If for the upstream slope the influence of the cohesion should also be neglected (as many hydraulicians suggest), it would be necessary to attribute to it inclinations varying from 1.20 to 5, according to the quality of the earth.

Taking into account some homogeneous clay masses, and studying their stability in respect to the height, it seems, according to Engineer Résal, that for a determined quality of earth, and for a certain inclination of the slope, there exists a "dangerous" height beyond which may occur landslides on the slope. To prevent these landslides, or desiring to give to the dam a height greater than the "dangerous" one, it is necessary to improve the quality of the earth, or to modify the inclination of the slope.

Engineer Résal noted that dams constructed without core walls or impermeable nucleus, such as the old Indian dams, the new French dams, etc., conform with this law; and therefore, someone considered that the cohesion of the earth, which previously was greatly relied upon, was practically of little importance.

Examining the Résal law, we do not really find anything new about the landslides; the principle of a "limited" height was already known as a result of Culmann's investigations on coherent earths.

The dangerous height is reached at the moment, or better still in the occurrence, of the separation of an earthy mass which affects the slope. In such an occurrence, the following forces act: Weight of the block, reaction of the earth underneath, friction and cohesion resistance. The latter may be expressed with reference to the unit of the sliding area, or also (by sectioning according to a plane that is vertical and normal to the mass) to the unit of length of the trace of such an area.

$$K=c\,L$$

On the hypothesis that the block tending to separate could be considered as a prism, the coefficient c acquires very simple analytical expressions, which correspond to analogous geometrical construction. In fact, having been given a type of earth which shows an inclination φ of the natural slope, if we want to adopt a predetermined slope inclination α for the slope, we easily find the value of c which suffices to maintain the earth, at inclination α, at a height h (projected on the slope):

$$c=\frac{h}{4\cos\varphi}(1-\cos\alpha)$$

If $\alpha=90°-\varphi$, the corresponding height h_o would result in:

$$h_o=4c\tan\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$$

Varying α from 0° to 90°, the ratio between the corresponding values of α, φ, h, c will have the form (parabolic):

$$h\,(1-\cos\alpha)-4c\cos\varphi=0$$

or, expressing c in respect to h_o

$$h\,(1-\cos\alpha)\,h_o\cos\varphi\tan\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)=0$$

The hypothesis, previously admitted, concerning the formation of a simple sliding plane for the whole height of the block, does not respond to the reality. In fact, some collapsed dams have shown a profile (in vertical section) notably cycloidal, instead of rectilinear. We may, however, replace this profile approximately, with a multilineal profile whose sides have, obviously, inclinations α constantly decreasing from the top to the bottom. The theory, previously stated in brief, helps to determine this profile preliminarily (within the normal limits of the theory); that is, having been given a dam (or more generally, a mass of earth) having a height H, the profile of the slope is determined "at a uniform stability."

Very favorable are the Italian Official Regulations,[1] which in section 49 provide for giving to the slopes a variable inclination, decreasing (in respect to the vertical) from the top to the bottom.

The critical height is determined by the ratio

$$H=4c\,\frac{\cos\varphi\sin(\alpha+\varphi)}{1-\cos\alpha}$$

(From this ratio we easily find that the minimum value of H is $\alpha+\varphi=90°$.)

It is also easy to find the explicit expression of the inclination $i=\tan(\alpha+\varphi)$.

$$i^2\left[1+\left(\frac{4c\cos\varphi}{H}+\sin\varphi\right)^2\right]+2i\cos\varphi\left(\frac{4c\cos\varphi}{H}+\sin\varphi\right)+\cos^2\varphi-1=0$$

Therefore, a connection results between inclination and height, represented by a rather complex law, notably hyperbolic.

It would still be useless, however, to determine with precision such a law, because what we have just stated is sufficient for a theoretical "indication", which the most encouraging practical indication must now follow. It is not, perhaps, quite superfluous to give here some data on the values of the slopes adopted for some dams (I warn that for many of them I have indicated as height the depth of water retained, plus the freeboard, and for others the height above the foundation. Anyone versed in technical literature concerning dams knows the elastic meaning of "height").

Name of dam	Construction method	Height (m)	Inclination of the upstream face (base: height)	Remarks
Mammoth	Hydraulic	85	[1] 4	
Cobble Mountain	do	75	5–2. 75	
Calaveras	do	73	6	
Dreher Shoals	Semihydraulic	63	3	
Nacaxa 2	Hydraulic	[2] 54. 88	3	
Tarrace	do	[2] 54. 86	3	
Fernando	do	44. 20	2. 5	
Oakley	do	44. 20	3	

[1] With footings.
[2] Reinforced by broken stones.

[1] *Regulations enacted by Royal Decree of Oct. 1, 1931, no. 1370.*

Name of dam	Construction method	Height (m)	Inclination of the upstream face (base: height)	Remarks
Priest	Hydraulic with puddle core.	44	2. 5	
Nexapa 8	Hydraulic	[2] 44	2–2. 5	
Tanango 7	do	[2] 39	2	
Tieton		38. 12	3	
Gooseberry	Hydraulic	38. 10	2	
Brodford		38. 10	3–4	
New Croton	With corewall	36. 57	2	Demolished.
Sanchez	Hydraulic	36. 40	3	
Stockport	do	35. 30	3	
Apishapa		35	3, 2	Fallen down.
Lahontan	Hydraulic	37. 86	3	
Gatum	do	33	8	
Mudduk Masur	Indian	33	3	
Pentwyn	Hydraulic	32. 60	3	
Cummum	Indian	32	3	Having a top thickness of 23.20 m.
Crane Valley	Simple	30. 50	2	
Rio Grande	Mixed	30. 50	4	With stone filling.
Morris	Hydraulic	30. 14	2. 5	
Wahiawa	do	29. 50	3	
Los Reves	do	29	2	
Wagdad	Indian	28. 95	3	
Pilarcitos	With puddle core	24. 12	2. 5–3	
Dale Dyke	do	28. 95	2. 5	Fallen down.
S. Andreas	do	25. 92	3. 5	
Titicus	do	28. 35	2. 4	
Sommerset	Hydraulic	32. 16	3	
Lagastrello	Mixed	27. 90	1. 75	With facing and wall at the bottom of the slope.
Willow		27. 43	3	
Yarrow	With puddle core	27. 43	3	
Cold Spring	do	27	3	With stone filling.
Beaver Park	do	27	1	
Tynemouth	do	28. 80	3–4	
Tabeaud	Simple	28. 64	2–3	
S. Leandro	do	21. 32	3	
S. Maria, U. S. A	Hydraulic	28. 34	3	
Vehar	Indian	25. 60	3	
Coquitlam	Hydraulic	29. 87	1. 5	
Druid Lake	With nucleus	26. 52	4	
Throttle	Hydraulic	23. 50	2. 5	
Haiwee	do	27. 18	2. 5	
Segre		22. 86	3	
Lontche	With puddle core	21. 50	3	
Johnstown		21. 34	2	
Zuni	Hydraulic	21. 34	3	
Anasagur	Indian	21. 33	4	
Marengo	Simple	21	2	
Lyman	With puddle core	19. 84	2	
Kachness	Hydraulic	19. 81	3	
Mukti	Indian	19. 81	3	
Wachusset North	Simple	19. 81	2	
Arroy-Hondo		19. 81	2. 5	
Laguna	Hydraulic	19	2	Reinforced by broken stones.
Lago della Spina	Simple	18	2. 75	

[2] Reinforced by broken stones.

Name of dam	Construction method	Height (m)	Inclination of the upstream face (base: height)	Remarks
Ashti	Indian	17. 68	3	
Park Creeck	------	17. 40	3	
Gors Bois	------	17. 5	1. 5–3	
Port Neuf	------	17	3	
Marmand	Rammed	17	3	
Julesburg	------	16. 80	2	Berm more than 3 m.
Bear Creek	------	16. 76	3	
Bourdon	Rolled fill	16. 50	1. 5	
Liez	------	16. 20	1. 5	
Wassy	Rolled fill	15. 90	1. 5	
Torcy Neuf	----do	15. 90	1. 5	
Montaubry	----do	17. 76	1. 5	
Fornaroli	Simple	15. 85	2	
Liez	------	15. 60	1. 5	
Charmes	Rolled fill	15	1. 5	
Friedland	Nucleus	15	1. 75	
Panthier	------	12. 70	2. 1	
Etang Berthand	Rolled fill	12. 60	1. 5	
Cercey	------	12. 10	2. 4	
Auron	Rammed	12	3	
Rossnow	With puddle core	12	1. 75	
Milton (Ohio)	Without core	12	2	
Vingeanne	Rolled fill	11. 80	1. 5	
Klanshof	With puddle core	10	3	
Horton	----do	10	3	
Acatlan	----do	8. 8	2. 5	
Plessis	Without core	8. 75	1. 5	
Tyler	Hydraulic	7. 92	3	
Arignano	Simple	7. 25	2	
Torcy Vieux	Not rolled	7	1. 5	
Riserasco	Simple	5. 90	2. 75	

Examining this list we may conclude that for dams having a height between 60 and 25 meters, the average inclination of the upstream slope is 3 for the base and 1 for the height; for heights from 25 to 17 m, the average is 2.5; for heights less than 17 m the average is 2.

The data confirm, therefore, the ratio which must exist between inclination and height, as stated by theory. But this theory points out something more which is not made sufficiently clear by the above-mentioned examples, that is, how convenient it is to profile the slopes with a variable inclination from the top towards the base.

The average data refer to slopes suitably protected, and do not consider, as may easily be seen, the method of constructing the dam. They, moreover, demand more suitable selection of the materials employed, and very accurate construction, as there are examples of failures owing to the lack of one or the other requirement.

On the other hand, we must also consider that in improving these methods of construction the inclinations may be reduced, at least, as far as the values attributed prudently are concerned, to the downstream slopes.

Evidently, having determined the inclinations of the downstream and upstream slopes, the dam is profiled without regard to the width of the top, the freeboard and possible footings or berms.

With regard to top thickness, there are no available data. (The same is even more true for other types of dams.)

Some assign a value $S_o = \frac{I}{n} H$ with n equal to 4. This may be satisfactory for limited heights; but not for a height, for instance, of 60 meters, for which a top width of 15 m may result.

Although there is a dam having a top thickness of 30 m (Gatun), such a thickness does not offer a great advantage. An investigation of the principal existing dams leads to the following conclusions:

a. For dam heights greater than 20 m, the top thickness is nearly always greater than 6 m. Of 56 dams, exceptions are made in the case of Oakley, Tieton, Stockport, Apishapa, Dale Dyke, Beaver Park, Roddlesworth, Segre, and Johnstown; but Oakley, Tieton, and Beaver Park have, at the height of maximum fill, thicknesses of 16.50 m, 16.50 and 10.20, respectively, while Apishapa, Dale Dyke, and Johnstown are the only dams which have failed.

Therefore it would not be wise to provide a top thickness of less than 6 m, unless a high freeboard exists.

b. For heights less than 20 m and up to 12 m, the average top thickness is about 5.50 m; and there are no examples of thicknesses of 3 or 4 m which have proved entirely satisfactory.

c. For still lesser heights (up to 7 m), a top thickness of less than 3 meters would never obtain. It is, however, necessary to add that there are many works having a height of less than 12 m to which no reference in technical literature exists, owing to their limited dimensions. It may therefore happen that, taking into account such works, the average thickness will be below the above-mentioned value. This consideration may also concern, in part, the preceding class (*b*) of dams between 12 and 20 m high.

With regard to the freeboard, we note prudent heights, in general, as follows:

a. For dams more than 30 m high, a height frequently observed at the top of maximum fill, a thickness of 10 m with the slopes having a total inclination of 5 : 1, resulting in a freeboard of at least 4 m (with a top width of 6 m, f would be $=5$).

b. For dams from 20 to 30 m high, having admitted a top thickness of 6 m, f would be $=2.50$ m.

c. For dams less than 20 m high, having admitted $S_o=3$ m, f would be $= \approx 2$ m.

For this last class the same consideration concerning the summit width of dams of limited height is applied.

For a complete consideration, we could also examine what value should be attributed to the ratio A (area of the cross section) divided by H^2_r (square of the height of the water retained).

The writer has made this investigation on the above-mentioned dams, thus resulting in the following average values:

a. For heights less than 30 m, the ratio has an average of 3.50.

b. For heights between 20 and 30 m, the ratio is 3.20.

c. For heights between 20 and 12 m, the ratio is still 3.20 m.

d. For heights between 12 and 7 m, the ratio rises to 3.70 m.

This increase is supported by the fact that the top thickness affects the above ratio more when the height of the dam is limited.

From the averages, both of the top thickness and of the ratio $A:H^2$, have been excluded the exceptional values (as those of the Gatun Dam) which would have altered the results.

It is well known that in the dams that have failed limited values always correspond, although it is not possible to determine a law founded on such limited values.

An available method for determining the dimensions of the dam consists of applying the principle of keeping the saturation line inside the cross section of the dam. But some assume that the line according to which the upper level of the infiltration water is treated in this section is a straight line, connecting the extreme points of the real line. This assumption should be on behalf of the stability.

Having noted the upstream facing of the dam and the horizontal plane of maximum fill, the saturation line is traced from their intersection point. The downstream facing is formed so that such a line will always be within the dam.

And since, very often, the inclination of the line is greater than that of the downstream slope, in order to attain the desired result, a large summit thickness is given, or berms are constructed, or both remedies are adopted at the same time.

It is doubtless true that such profile is reasonable; but, however, it should be obligatory to determine precisely the saturation line by some reliable experiments on models, and, therefore, to conform, even to a certain extent, with this line without referring to the arbitrary assumption of a straight line.

Without these data of local experiments, it is arbitrary to admit a probable saturation line, and its rectification leads to results which may not always be accepted from the economic point of view.

3. The Structures

The earth material composing the dams has been and is the subject of many technical, scientific, and practical investigations in order to point out the most important physical properties with regard to the functions of the earth in the dams.

It is, however, not yet determined what the basic properties really are—which may be considered auxiliary and which secondary.

We enumerate the following properties:

1. Coefficient of friction (of the earth).
2. Coefficient of cohesion.
3. Coefficient of permeability.
4. Water content.
5. Fluidity limits.[2]
6. Limit and index of plasticity.[2]
7. Limit of contraction.[2]
8. Granulometric analysis.
9. Specific weight of the dry materials.

[2] *The Atterberg limits.*

10. Preventing the lateral expansion.[3]
11. Not preventing.[3]
12. Tensile strength.
13. Capillary permeability (height of increase).
14. Capacity of water content.
15. Capacity of air content.
16. Hygroscopic tendency.
17. Breaking rapidity.
18. Lime content.
19. Chemical properties.
20. Tendency to settling.
21. Formation of cracks in dry materials.

Some of these investigations have only a speculative character without any technical application. On the other hand, even confining such investigations to the most important ones, two difficulties arise:

The first concerns the carrying out of investigations in the field laboratory, and the second concerns the degree of importance to be attributed to them.

The First International Congress on Large Dams, held in Stockholm in 1933, fixed the following order:

a. Coefficients of friction and cohesion.
b. Coefficients of permeability.
c. Degree of compressibility.
d. Specific weight of dry materials.
e. Water content.
f. Mechanical analysis.
g. Normal consistency.
h. Atterberg limits.

This order, however, may not be considered to be applied strictly in all cases, and especially in those where there is a small laboratory. As in the case of field laboratories for masonry dams where limited apparatus is sufficient for determining the principal characteristics of cement, mortar, and concrete, so for the field laboratories of earth dams the apparatus necessary is simple and should be supplied for the principal tests.

a. The coefficient of friction and cohesion.—Some research workers have already shown the importance of this knowledge and the manner in which the investigations may be carried out. In the dam of S. Fiorino, Italy, on the suggestion of the writer, an apparatus has been constructed consisting of two grooved plates between which the sample is placed around a notched rod. The upper plate supports a weight P, while some forces are applied to the rod, which increase, up to a value F, by means of which the sliding is obtained. Then $F=fP+cS$, where f and c are the coefficients of friction and cohesion, and S the surface of the plate. With P varying, a new F is obtained, and hence two equations, from which the values of f and c are obtained.

The test is a little more complicated than it would seem. The size of the plates, the thickness of the sample, the shape of notches and grooves, for instance, do not appear in the formula, while affecting the results.

[3] *Degrees of compressibility.*

Graphically the formula may be represented in a Cartesian diagram where the abscissas are the weights P and the ordinates are the forces F, measuring the line $F=F(P)$ from a point of abscissa zero and of ordinate cS. The tangent of the angle, which is made by this line (or better by its geometrical tangent) in a fixed point with the horizontal, determines the coefficient f.

For instance, for a certain sample we obtained $cS=0.2$; $f=\tan 26°$.

b. The coefficient of permeability has great importance. At the dams of Prati di Lova an assistant in the experimental laboratory succeeded in making some modifications to the apparatus in order to render the operations more rapid. The small pats had a diameter of 10 cm and a thickness of 4 cm and supported respectively 50 cm of water. The time of the test lasted several days, until a constant filtration per unit of time (24 hours) was obtained.

For example, test C 7 n. 251.

Loss of water during 24 hours at the end of twenty-fourth, forty-eighth, etc., that is at the end of first, second, third day.

Day	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21.
Cmc	1	2	3	4	4	5	4	4	5	4	6	4	5	4	7	5	4	4	4	4	4.

Daily coefficient $K_o=\frac{4\times 4}{78\times 50}=0.0041$ (cm)

At the Nocelle Dam, with other materials and apparatus,

$$K_o=\frac{2\times 5}{78=17}=0.0074 \text{ was obtained}$$

These values supply the amount of the losses which will be afterwards controlled when the dam is completed; but it is very difficult to obtain values in advance.

We have now applied the Darcy formula.

$$Q=K_o\frac{A\cdot H}{s}$$

but sometimes in place of K_o is determined another coefficient, named permeability, which takes into account the index of the voids ϵ, that is,

$$K_o'=\frac{K_o}{1+\epsilon}$$

c. Degree of compressibility.—We attribute to the investigation of such characteristics, a much more decisive value when it concerns the foundation soil instead of earth to be used for dams.

The investigation has, therefore, an importance in the very frequent case in which the soil, upon which the dam should lie, does not offer at first sure guarantees of resistance. It has happened, for instance, that the soil of a dam under construction, composed of peaty-clay lime, started to break away owing to pressures greater than 0.75 kilogram per square centimeter.

There is in Milan a laboratory owned by a private firm, in which such determinations are usually carried out, pointing out two different cases in which the sample may or may not expand laterally, during

the compression. If the sample is free to expand laterally, swellings or reflux occur.

While the load increases, at first there is a reduction of the thickness and volume of the sample. There afterwards occurs a change of shape and, finally, sometimes an increase of volume in connection with a critical load. This phenomenon has been observed during the settling of the foundation soil, causing the swelling of an upstream zone and the displacement of a protection wall.

In compression with lateral restriction, by increasing the load, a reduction takes place only of the sample thickness and in the reduction of its volume due to the forcing out of water existing previously in the sample.

Practically, this may happen in case of foundations at a considerable depth.

We observe that the settling due to a fixed load depends on the variation of the volume of the voids. If this last variation is expressed in connection with the volume of the compact sample, the settling and the load may be expressed with regard to this connection.

An eudiometrical diagram is one that has as abscissas the loads, or better the pressures per square centimeter, and as ordinates the index of the voids (which will be determined later). This diagram consists generally of a principal branch corresponding to the increasing phase of the load, and of a swelling branch corresponding to the discharge phase.

Allied to the compressibility is the volumetrical reduction of the earth on account of its own weight. It would be very important to know previously the degree of such reduction, starting from the state of saturation, up to the state of perfect drying. In fact, the knowledge would be useful either in the case when the earth is not to be rolled or, in the case of rolling, for the proper selection of the type of roller.

d. Specific weight of the dry material.—This determination does not offer any difficulty of execution. However it does not seem that the characteristics of the specific weight show the essential property of the earth, in the sense that two samples may have the same specific weight and have, moreover, very different qualities, for which one may be accepted, and the other excluded, for the construction of the dam.

e. Water contents.—The water content has a great influence; but it is not taken into due account. Sometimes also in the laboratory tests the water contents are neglected, water being added to the sample, ad libitum; and it is also neglected in the dams, with regard to the rain water.

In dams constructed by the hydraulic system, where the water is retained in the mass, the coefficient of friction reaches even the value of 0.2. The settling of a great American dam is very instructive in this respect. A more accurate research of the final conditions in which the dam was found after the disaster leads one first to the exclusion of the hypothesis made by someone about the formation of a sliding plane. The earths, slipping on sliding planes, assume a surface having a cycloidal (as occurred for the dams of Cercey, Charmes, etc.), circular or, very seldom, approximately straight section; and the arrangement of the earth is characterized by inclinations less strong below than above. In the case of the American dam, not

only was this characteristic lacking, but there also occurred some counterinclinations which, usually, never occur at the bottom of the slope, where some sliding phenomena (cycloidal plane sunk) sometimes occur.

This leads to a comparison of the phenomenon with that occurring normally in the settling landslips, where there are several sliding planes diversely arranged, and varying, in course of time, owing to the static conditions of the mass. The settling of the dam concerned is, therefore, explained by a first sliding of the upstream slope on plane inclined towards water. This movement, by varying the equilibrium of the mass, may have caused other slidings on new planes, diversely arranged, until it attained a new position of equilibrium, determined by the profile acquired after the breakdown.

As to the causes of the breakdown, it is clear that the sliding planes were formed, partly because of the presence of a great quantity of clay and partly because of the excessive saturation of the earth due to the imperfect outlet of water at the time of construction, or to the infiltration of stored water.

These infiltrations for the small height of the stored water affected only a limited section of the dam, while the infiltration, owing to the imperfect or slow drainage of the water transporting the materials, had a much greater zone of influence. Having determined the presence of water in the clay, the formation of several sliding planes, and not only one, is easily explained by the inhomogeneity of the materials and by the continual variation of the unit pressure, due to the various stages of construction.

It seems, therefore, that the breakdown may be attributed to the reduction of the coefficient of friction in the mass, owing to waters filtered from the reservoir or retained by the earth, increased in volume and load.

The measurements are made in the following manner:

The sample, at its natural state, is weighed, and after its temperature has reached 100° to 105°, it is weighed again.

The water contents are given by the ratio

$$a=\frac{P_0-P_{100}}{P_{100}}\,100$$

At the same time there is obtained the index of the voids ϵ by the ratio between the volume of the water (interior) V_a and the volume of the solid product V_s

$$\epsilon=\frac{V_a-V_s}{V_s}$$

Finally the percentage of the voids n is given by

$$n=\frac{\epsilon}{1+\epsilon}=\frac{V_a-V_s}{V_a}$$

If δ is the specific weight of the grains, we obtain

$$\epsilon=\frac{a}{100}\,\delta$$

f. Mechanical analysis.—Up to a few years ago a great importance was given to mechanical analysis; today it is no longer important. However, it is not quite superfluous. Its characteristic feature is the classification of the materials according to the size of the grains. In fact, it is the characteristics of the grains which should be investigated, especially with regard to the equilibrium between the noncohering elements and those cohering or binding, and with regard to the study of the colloids.

A classification of the grains may be the following:

Gravel, more than 20 mm.
Small gravel, from 20 to 2 mm.
Coarse sand, from 2 to 0.2 mm.
Fine sand, from 0.2 to 0.03 mm.
Lime, from 0.03 to 0.003 mm.
Clay, from 3 to 1 micron.
Colloids, less than 1 micron (to 0.001 micron).

These values are not the same fixed by all authors, and it would be very convenient to come to an agreement, even if a merely formal one.

The percentages of clays and colloids play an important part in the surface resistance to the sliding; but they must be compared with the percentages of the sand and of other elements, in order to make suitable determinations.

In the Italian dams, or better still in the field laboratories connected with the Italian dams, the mechanical analyses are carried out and represent one of the first investigations, particularly for determining the percentages of clays and sands. We give a great importance to these percentages, because we think that the most dangerous phenomena of clay soils are those concerning the swelling due to the increase of humidity and concerning the contraction due to lack of humidity; but in mixing the clay with a certain amount of sand, the latter does not take part in the changes in the clay and, having a limited elasticity, is not liable to be compressed during the dry period. There is, therefore, an adjustment between clay and sand, according to which the grains of the latter penetrate the grains of the former, thus preventing the phenomena of swelling and contraction, characteristic to clay.

In Italy this principle has long been known and at all times has been successfully applied. At the present time, for instance, it has been provided by regulation that the central core of earth dams must contain from 30 to 60 percent of clay, uniformly distributed in the mass.

And indeed, the dams of S. Giacomo and S. Rocco al Colledimezzo and that of S. Fiorino strictly conform with such a limit, and also that of Nocelle sull'Arvo, for which the percentage apparently rose to 75 percent (having considered as clay all materials having a dimension less than 0.06 mm).

g. Normal consistency.—Normal consistency has not in itself a special value. It seems, however, that there is a relation between the penetration of the cone adopted for the experiment on soils having a normal consistency and the resistance of the soils to sliding.

These are comparative experiments which, if one has not other means at his disposal, or also when the samples must be prepared at normal consistency, may be useful.

h. The Atterberg limits.—These are three—limit of fluidity, of plasticity, and contraction. Insofar as the principle of these limits is exact, their determination also depends on some special experiments which are empirical. We must render these experiments complete before taking into account the values of the limits obtained today.

Conclusive Principles of Internal Structure

Being in the presence of a given soil which could be employed for the construction of a dam, we must carry out only those investigations which may rapidly determine, in a preliminary manner, whether this soil may be used.

The first investigations must be organic; that is, it is necessary that the materials be homogeneous, free from vegetable residues, compact and not gritty.

In making this investigation, as the others, we must consider the characteristics required of the material, in respect to the type of dam and in respect to its position in the dam.

If, for example, we refer to the type having an internal clay core, it is clear that different characteristics are required for the earth of the core, of the upstream and downstream fills adjacent to the core, of the reinforcing zone downstream, and of the other zones near the upstream slope.

The organic investigation having been completed, we give, in Italy, great importance to the determination of the clay (and sand) percentage. I have already pointed out the importance of this, when examining the mechanical analysis. And, it is a fact that the most important qualities of the soil may be attributed to this clay content and the relation thereto of the sand content.

On the other hand, we must consider that our investigations have the precise aim of giving us the criterion of the selection of the "best" soil. In which sense the best? Obviously in the sense of that which meets the requirements of the dam, that is, therefore, resistance and impermeability.

The resistance is mainly that which insures the simple stability, or the maintenance of the equilibrium.

Research in degree of compressibility has, for instance, a very limited value in the case of dams, because, if the materials should settle more than had been previously calculated, this would not affect the stability of the work.

Knowledge of the coefficients of friction and cohesion is of great importance, but it is necessary to improve measuring apparatus in order to obtain values, not only useful for comparing different samples, but also for absolute determinations.

The samples, moreover, should be tested, not only in the state they are at the excavation, but also in the state in which they will be found in the dam having a full reservoir.

With regard to the determination of the impermeability, I think that the apparatus now employed is sufficient to give a coefficient

of determination. Considering that it is difficult to apply this coefficient to the dam mass, it is certain that, for instance, a coefficient of 0.004 (day centimeters) gives a great guarantee of the future bearing qualities of the work.

It would be more difficult to determine a value for K_0.

In all the investigations, it is necessary to consider the actual condition of the soil, and also to determine limiting values, even by proceeding with approximation; because, for instance, the determination of the index of voids remains indecisive if, having obtained a certain value ϵ, we do not know whether it is high or too low.

The system, already adopted in Italy since 1930, to create a laboratory for research and tests at the site of the dam under construction, should be extended to all similar works, but it should be completed by the addition of central well-fitted laboratories in order to make more precise the order and limits of the investigations.

Only in this manner can we obtain all the decisive elements for the adaptation of the composition of the earth to the dam as a whole.

SUMMARY

The stability of an earth dam depends on all its dimensions and on the structure as a whole.

As unfortunately some data which determine the profile of the dam are lacking, we conform to other works already constructed, which have been entirely satisfactory.

The different theories of stability of the downstream slope are briefly examined here, pointing out the discrepancies with reality.

Making a first hypothesis, that of not relying upon cohesion, the slopes of a mass of earth would be arranged according to the natural angles of repose of the soils, which are very well known.

But we must also take into account two facts—the deleterious action of rain, frost, and sun, and the height of the slope. In fact, the slope gradient is also controlled by the height as the cohesion begins to function. Therefore, the higher the slope, the lesser is its gradient.

Existing dams, having a height from 25 to 50 m, have the downstream slope inclined from 2, to 2.5 horizontal to 1 vertical.

Besides the elements which operate on the downstream slope, we must consider the action of the reservoir water on the upstream slope.

If we disregard cohesion, excessively flat gradients would be obtained, therefore, it is necessary to take it into account. In case the block tending to slide could be considered as a prism, very simple analytical expressions would be obtained between the generic height of the slope, the critical height, the cohesion coefficient, the angle of repose of the soil, and the gradient of the face of the dam. Thus we may construct the "profile" of the slope for a uniform stability.

But this calculation is only indicative, and it would not be very wise to employ it for determining the inclination of the slope.

From an investigation made on many dams already constructed, we point out that for dams having a height from 25 to 60 m, the upstream slope has an average slope of 3:1; for lesser heights, from 2.5 to 2:1.

There are no rules to determine the thickness at the top. For dams having a height of more than 20 m, a minimum thickness of 6 m has been fixed; for dams less high, a minimum of 3 m has been used.

With regard to the freeboard, we note that for dams higher than 30 m, the freeboard is from 4 to 5 meters, while for dams having a height of 20 to 30 m, the freeboard is from 2.50 to 3 meters.

Finally some references are made to the rational method of profile determination, taking into account the lines of saturation.

We have listed 21 items of investigation of soil properties. We consider it better to arrange these in the order fixed by the Congress on Large Dams, held in Stockholm in 1933.

In Italy devices are used for determining the coefficients of friction and cohesion.

In Italy for determining also the coefficient of permeability, some sufficiently exact instruments have already been constructed. They are located near each earth dam under construction.

We point out that the degree of compressibility assumes different values whether the sample is free or not to expand laterally.

The eudiometrical diagrams and the phenomena of compression are mentioned.

A brief sketch is also given of the specific weight of the dry material.

Contrary to practice, the water content merits special attention. The settling of a great American dam, constructed by the hydraulic fill method, may have been caused by the large quantity of water which remained in the mass of the dam.

Mechanical analysis, with reference to the constituents of the soil, has lost much importance today. On the other hand, it is very important for the fine materials; that is, for sand and clay.

In Italy, we attach great importance to the percentage of clay and sand, because it is very well known that there is an adjustment between sand and clay, according to which the grains of the latter penetrate the former, thus preventing the phenomena of swelling and contraction, characteristic of clay. In Italy, this principle has long been known and at all times has been successfully applied.

Normal consistency has no special value by itself; although there is a relation between it and the resistance to sliding of the soil.

As to the Atterberg limits the investigations are, to a certain extent, useful, but it is necessary to complete them.

The first criterion is to carry out more decisive investigations.

First of all it is necessary to make an organic investigation of the soil to be employed. Then the clay content and its proportion to sand must be observed.

At the same time the coefficients of friction, cohesion, and impermeability are determined. If this first group of researches is satisfactory, we can continue with the above-mentioned investigations. The first group of investigations is carried out in the laboratory existing, since 1930, in the vicinity of each Italian dam under construction.

For all investigations a well-fitted central laboratory should be required in order to obtain all the decisive information necessary to adapt the composition of the soils to the several parts of the dam.

RESUME

La stabilité des barrages en terre repose sur deux études, celle de ces plusieurs dimensions et celle de la structure en somme.

Il nous manque, malheureusement, assez de donnés pour déterminer le profil des barrages en terre; par conséquent, on ne peut que se conformer à ce qui a été fait pour des ouvrages déjà construits et qui ont donné des résultats très satisfaisants.

Stabilité du talus en aval.—Les diverses théories sont brièvement analysées, en mettant en évidence leur disparité avec les résultats réels.

En faisant une première hypothèse de ne pas se fier à la cohésion, les talus d'une masse de terre seraient disposés selon les angles de repos naturels des terres, qui sont suffisamment connues.

Mais il faut tenir compte aussi de deux facteurs: l'action des pluies, de la gelée et du soleil et aussi la hauteur du talus. En effet la pente du talus dépend aussi de sa hauteur, car la cohésion entre en jeu. C'est pour cela que plus le talus est haut, plus sa pente doit être faible.

Les barrages existants, hauts de 25 à 50 mètres, ont le talus en aval incliné de 2 à 2,5 sur 1.

Stabilité du talus en amont.—Outre les éléments qui entrent en jeu pour le talus en aval, il faut aussi considérer pour le talus en amont l'action de l'eau du réservoir. En négligeant la cohésion, les pentes seraient excessivement faibles et par conséquent il faut absolument en tenir compte. Dans le cas où le volume qui tend à se détacher pourrait être assimilé à un prisme, des expressions analytiques très simples seraient obtenues entre la hauteur générique du talus, la hauteur critique, le coefficient de cohésion, l'angle naturel de la terre et la pente du talus du barrage. On peut, de cette façon établir le "profil du talus à stabilité uniforme."

Mais ce calcul est seulement indicatif et son application pour déterminer les pentes des talus ne serait pas très légitime.

Les recherches faites sur beaucoup de barrages déjà construits, ont montré que pour des barrages ayant une hauteur entre 25 et 60 mètres, la pente du talus en amont est, en moyenne, incliné du 3 sur 1; pour des hauteurs inférieures elle est de 2,5 à 2 sur 1.

Il n'y a pas de règles pour déterminer l'épaisseur au sommet. Pour barrages hauts de plus de 20 mètres, on a, jusqu'à présent, fixé une épaisseur de 6 mètres; pour les barrages moins hauts, on a atteint un minimum de 3 mètres.

En ce qui concerne la revanche, on remarque que pour les barrages hauts de plus de 30 mètres, la revanche est de 4 à 5 mètres, tandis que pour les barrages de 20 à 30 mètres la revanche est de 2,50 à 3 mètres.

On décrit enfin la méthode rationnelle de la détermination du profil, en tenant compte des lignes de saturation.

On énumère 21 recherches sur les qualités des terres. On tient comme opportun de donner à ces recherches l'ordre fixé par le Congrès des Grands Barrages qui a eu lieu à Stockholm en 1933.

En Italie, on emploie des appareils pour déterminer les coefficients de friction et de cohésion.

On fabrique actuellement en Italie des appareils suffisamment exacts pour déterminer le coefficient de perméabilité.

Ils sont placés près de chaque barrage en terre en construction.

On met en évidence que le degré de compressibilité assume des valeurs diverses, selon que l'échantillon est libre ou non de se dilater latéralement. Les diagrammes eudiométriques et le phénomène de la compression sont aussi discutés.

On a fait allusion aussi au poids spécifique de la matière sèche.

Le teneur en eau mérite une attention particulière contrairement à ce qu'on fait d'habitude. Le tassement d'un grand barrage américain, construit selon le système hydraulique, doit être attribué à la grande quantité d'eau qui est restée dans la masse du barrage.

L'analyse mécanique sur les gros éléments de la terre, a perdu aujourd'hui beaucoup de son importance. Elle est, au contraire, très importante pour les éléments fins, c'est-à-dire pour le sable et l'argile.

En Italie on donne beaucoup d'importance au pourcentage d'argile et de sable, car il est bien connu qu'il y a ajustement entre l'argile et le sable, les grains de sable pénétrant dans l'argile, ce qui empêche les phénomènes de gonflement et de contraction, qui sont caractéristiques de l'argile.

Consistence normale.—Elle n'a pas une grande importance, bien qu'il existe un rapport entre elle et la résistance des terres au glissement.

Les limites l'Atterberg.—Les recherches sont d'une certaine utilité, mais il faut qu'elles soient encore mieux complétées.

Une orientation vers des recherches plus décisives est nécessaire tout d'abord.

On doit avant tout faire un examen organique des terres qui serviront de matériaux. Puis, il faut observer la teneur en argile et ses proportions avec le sable. Les coefficients de friction, cohésion et perméabilité sont déterminés en même temps.

Si ce premier groupe de recherches donne des résultats satisfaisants, on peut passer aux autres recherches susmentionnées.

Dès 1930, les premières recherches ont été faites dans les laboratoires établis, aux chantiers de chaque barrage Italien en construction.

Pour toutes les recherches il serait nécessaire d'avoir un laboratoire central bien outillé afin d'obtenir les renseignements décisifs pour l'adaptation de la composition de la terre aux plusieurs parties du barrage.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Stabilität von Erddämmen ist von zwei Faktoren abhängig: von der Gesamtabmessung und der Gesamtstruktur.

Leider fehlen Anleitungen zur Bestimmung des Dammprofils, und somit hält man sich an andere schon gebaute Werke, welche ein ausgezeichnetes Verhalten gezeigt haben.

Jedenfalls ist die Abmessung eingehend zu würdigen.

Standfestigkeit der luftseitigen Böschung.—Die verschiedenen Theorien werden kurz analysiert und die Abweichungen von den tatsächlichen Verhältnissen hervorgehoben.

Wenn man, als erste Voraussetzung, die Kohäsion nicht berücksichtigt, sind die Böschungen einer Erdmasse mit normalen Neigungen die zur Genüge bekannt sind, zu konstruieren.

Man muss aber auch zwei andere Faktoren mit in Rechnung ziehen: die zerstörende Wirkung des Regens, des Frostes und der Sonne, wie auch die Höhe der Böschung. Die Neigung der Böschung ist nämlich

auch eine Funktion der Höhe, da auch hier die Kohäsion eine Rolle spielt.

Die luftseitige Böschung von vorhandenen Dämmen, die eine Höhe von 25 bis 50 Meter erreichen, besitzen eine Neigung von 2 bis 2,5:1.

Ausser den Elementen, die bei der luftseitigen Böschung eine Rolle spielen, muss man bei der wasserseitigen Böschung noch die Wirkung des Staubeckenwassers berücksichtigen. Wenn man die Kohäsion vernachlässigt, erhält man übermässige Neigungen, und deshalb muss man die Kohäsion unbedingt berücksichtigen. Im Falle, dass ein zum Losbrechen neigender Block in ein Prisma verwandelt werden könnte, würde man sehr einfache analytische Werte zwischen der allgemeinen Höhe der Böschung, der kritischen Höhe, dem Kohäsionskoeffizienten, der natürlichen Neigung der Erdböschung und der Neigung der Dammverkleidung erhalten. Man kann auf diese Weise das "Böschungsprofil" mit gleichförmiger Stabilität konstruieren.

Diese Berechnungsart ist jedoch nur annähernd, und es wäre nicht berechtigt, dieselbe ohne weiteres für die Bestimmung der Böschungsneigungen anzuwenden.

Aus einer Untersuchung von vielen erbauten Dämmen geht hervor, dass bei Dämmen zwischen 25 und 60 Meter Höhe, die wasserseitige Böschung eine mittlere Neigung von 3:1 hat; für geringere Höhen beträgt die mittlere Neigung 2,5 bis 2 : 1.

Für die Bestimmung der Stärke des Dammes auf seiner höchsten Stelle bestehen keine Regeln. Bei Dämmen, die höher als 20 Meter sind, wurde bisher eine Breite von 6 Meter angenommen; für niedrigere Dämme ist man bis zu einem Minimum von 3 Meter gelangt.

Was den Abstand vom höchsten Wasserspiegel bis zum obersten Punkt des Dammes anbetrifft, so beträgt dieser 4 bis 5 Meter bei Dämmen, die höher als 30 Meter sind; er ist hingegen 2,5 bis 3 Meter bei Dämmen von 20 bis 30 Meter Höhe.

Über die Eigenschaften der Erde sind 21 Untersuchungen durchgeführt worden.

Man hält es für zweckmässig, diese Untersuchungen in der Weise zu ordnen, wie sie vom Talsperrenkongress, welcher in Stockholm im Jahre 1933 gehalten wurde, eingeteilt worden sind.

Reibungs- und Kohäsionskoeffizient.—In Italien werden besondere Apparate für die Bestimmung dieser Koeffizienten verwendet.

Durchlässigkeitskoeffizient.—Auch für die Bestimmung dieser Koeffizienten werden nunmehr in Italien ziemlich genaue Apparate gebaut. Solche Apparate sind bei jedem in Bau befindlichen Erddamm vorhanden.

Kompressibilitätsgrad.—Es wird hervorgehoben, dass dieser Grad verschiedene Werte annimmt, je nachdem sich das Probestück seitlich frei ausdehnen kann oder nicht.

Die eudiometrischen Diagrame und das Kompressionsphänomen sind hierbei erwähnt.

Das spezifische Gewicht des trockenen Materials wird kurz angeführt.

Wassergehalt.—Ganz besondere Aufmerksamkeit verdient dieser Faktor, der entgegen der üblichen Praxis gewöhnlich wenig berücksichtigt wird. Das Nachgeben eines grossen amerikanischen, nach dem hydraulischen System gebauten Dammes ist auf die grosse Wassermenge, welche in der Dammasse geblieben war, zurückzuführen.

Die auf grosse Erdelemente bezogene Analyse hat heutzutage einen grossen Teil ihres Wertes verloren. Sie ist hingegen für die feinen Elemente sehr wichtig, d. h. für die des Sandes und des Tones.

Grossen Wert legt man in Italien auf den Prozentsatz des Tones und auch auf den des Sandes; est ist bekannt, dass ein Zusammenhang zwischen Ton und Sand besteht, auf Grund dessen die Sandkörner in die Tonkörner eindringen und so die dem Ton eigentümlichen Phänomene des Anschwellens und des Schrumpfens vermeiden. Diese Ansicht ist schon seit langem in Italien verbreitet und hat zu jeder Zeit die besten Anwendungen gefunden.

Die normale Konsistenz.—Diese hat keine besondere Bedeutung, wenn schon zwischen ihr und der Erdrutsch-Festigkeit vielleicht eine Beziehung besteht.

Die Grenzen von Atterberg.—Dies sind nützliche Untersuchungen, die aber noch vervollständigt werden müssen.

Das erste Kriterium ist die Durchführung erfolgreicherer Untersuchungen. Vor allem ist es notwendig eine organoleptische Prüfung der zu verwendenden Erdmaterialen anzustellen. Deshalb ist es zweckmässig, sofort den Gehalt an Ton und dessen Prozentsatz im Sand zu prüfen.

Gleichzeitig sind die Reibungs-, Kohäsions- und Durchlässigkeits-Koeffizienten zu bestimmen.

Gibt diese erste Gruppe von Untersuchungen einen zufriedenstellenden Erfolg, kann man zu den anderen Untersuchungen übergehen.

Die erste Gruppe von Untersuchungen wird im Laboratorium, welches seit dem Jahre 1930 bei jedem italienischen, im Bau befindlichen Damme besteht, durchgeführt.

Um alle Untersuchungen durchführen zu können, wäre ein zentrales Laboratorium für die Ermittlung verlässlicher Erdelemente notwendig.

RESUMEN

La estabilidad de las presas de tierra depende de todas sus dimensiones y del conjunto de la estructura.

Desgraciadamente nos faltan bastantes datos para determinar el perfil de las presas y, por lo tanto, hay que atenerse a las obras ya construídas y que han dado resultados satisfactorios.

La estabilidad del talud aguas abajo.—Se analizan brevemente las diversas teorías y se pone en evidencia su disparidad con la realidad.

Teniendo como primera hipótesis la de no confiar en la cohesión, los taludes de una masa de tierra deben disponerse de acuerdo con los ángulos de reposo natural del terreno, los cuales son bien conocidos.

Pero también hay que tener en cuenta los dos factores siguientes: la acción deletérea de las lluvias, del hielo y del sol, así como la altura del talud. De hecho, la inclinación del talud depende de su altura en cuanto entra en juego la cohesión. Por lo tanto, mientras más alto el talud, menor es su inclinación.

Los diques existentes, de 25 a 50 metros de altura, tienen el talud aguas abajo inclinados de 2 a 2,5 : 1.

La estabilidad del talud aguas arriba.—Además de los elementos que entran en juego en los taludes aguas abajo hay que tener en cuenta la acción del agua del depósito en el talud de aguas arriba.

Si no se toma en consideración la cohesión, se tendrán inclinaciones excesivamente pequeñas y, por lo tanto, hay que considerarla. En el caso en que la masa que tiende a destacarse pueda asimilarse a un prisma, se podrán obtener expresiones analíticas muy simples entre la altura genérica del talud, la altura crítica, el coeficiente de cohesión, el ángulo natural de la tierra y la inclinación del talud de la presa. De esta manera se puede establecer el "perfil del talud con estabilidad uniforme."

Pero este cálculo es simplemente indicativo y su aplicación para determinar la inclinación no sería correcta.

Las investigaciones hechas en muchas presas ya construídas revelan que para las presas de 25 a 60 metros de altura el talud aguas arriba tiene una inclinación media de 3 : 1 y para las alturas menores de 2,5 a 2 : 1.

Para fijar el espesor en la coronación no hay ninguna regla. Para las presas de más de 20 metros de altura hasta ahora se ha fijado un espesor de 6 metros; para presas menos altas el mínimo es de 3 metros.

En lo que concierne al espacio libre sobre el nivel del agua, se dice que para las presas de más de 30 metros de altura dicho espacio es de 4 a 5 metros, mientras que para las de 20 a 30 metros de altura ese espacio es de 2,50 a 3 metros.

Se describe finalmente el método racional para determinar el perfil, teniendo en cuenta las líneas de saturación.

Se enumeran 21 investigaciones sobre la cualidad de las tierras. Se considera oportuno asignar a tales investigaciones el orden fijado por el Congreso de Grandes Presas que tuvo lugar en Estocolmo en 1933.

Coeficiente de fricción y de cohesión.—En Italia se usan aparatos para determinar estos coeficientes.

Coeficiente de permeabilidad.—En Italia también se fabrican aparatos suficientemente exactos para determinar este coeficiente; éstos se colocan cerca de cada una de las presas de tierra en construcción.

Grado de compresibilidad.—Se pone de relieve que tal grado asume valores diversos según que la muestra pueda o no dilatarse lateralmente.

Se mencionan los diagramas eudiométricos y el fenómeno de la compresión.

También se hace mención breve del peso específico de la materia seca.

Contenido de agua.—Contrario a lo que generalmente se hace, este factor merece una atención especial. El hundimiento de una grande presa norteamericana, construída por el sistema hidráulico, hay que atribuirlo a la gran cantidad de agua que permaneció en la masa de la presa.

Análisis mecánico.—Este análisis en lo que se refiere a los elementos gruesos de la tierra ya ha perdido mucha de su importancia, pero en cuanto se refiere a los materiales finos, o sea arena y arcilla, tiene una gran importancia.

En Italia se da una importancia capital al porcentaje de la arcilla y de la arena porque se sabe que existe un ajuste entre la arcilla y la arena debido a que los granos de la última penetran en la primera e impiden los fenómenos de hinchazón y de contracción que caracterizan a la arcilla. Este principio es muy antiguo en Italia y siempre se ha aplicado con éxito.

Consistencia normal.—Esta carece de importancia especial aún cuando existe una relación entre ella y la resistencia de la tierra al deslizamiento.

Los límites de Atterberg.—Las investigaciones son de cierta utilidad pero es necesario que sean aun más completas.

Desde un principio hay que conceder que es necesario hacer investigaciones más decisivas.

Antes que nada se debe hacer un examen orgánico de la tierra que se va a emplear. Después hay que averiguar el contenido de arcilla y la proporción de arena. Al mismo tiempo se determinan los coeficientes de fricción, cohesión y permeabilidad.

Si este primer grupo de investigaciones tiene suficiente éxito, se puede pasar a las demás investigaciones que más arriba se mencionan.

Desde 1930 el primer grupo de investigaciones se lleva a cabo en los laboratorios que se establecieron cerca de las presas italianas en construcción.

Para todas las investigaciones es necesario tener un laboratorio central bien instalado a fin de obtener los datos decisivos para adaptar la composición de la tierra a les diversas partes de la presa.

D20

QUESTION VII

TAKATA and
KAMBARA
JAPAN

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

PROBLEMS CONCERNING STABILITY CALCULATION OF EARTH DAM ON MOVEMENT AND ACTION OF INFILTRATING WATER*

AKIRA TAKATA
Engineer, Research Office of Public Works, Home Department
SHIN-ICHIRO KAMBARA
Dr. Eng. Consulting Eng., Tokyo Electric Light Co.
Japan

In the first Congress on Large Dams different authors reported valuable results of their research work concerning the physical laws of the infiltration of water through the earth dam, which seemed to have given an important conception for determining general laws. However, one of the authors, A. Takata, upon a later investigation of infiltrating water through a model earth dam on a large scale, observed the phenomena of water under a plane of saturation, due to capillary action, crossing the plane and flowing out upward or flowing in downward. The other author, S. Kambara, thought the theory concerning the action of the infiltrating water pressures upon a dam body was extremely important in calculating the stability of an earth dam.

This paper deals chiefly with the problems mentioned above.

I. MOVEMENT OF INFILTRATING WATER THROUGH EARTH DAM AND DISTRIBUTION OF INTERNAL WATER PRESSURES

AKIRA TAKATA

Certain papers on the movement of infiltrating water in earth dams were presented in the last Congress on Large Dams. In many theoretical considerations the dam is assumed to be a homogeneous

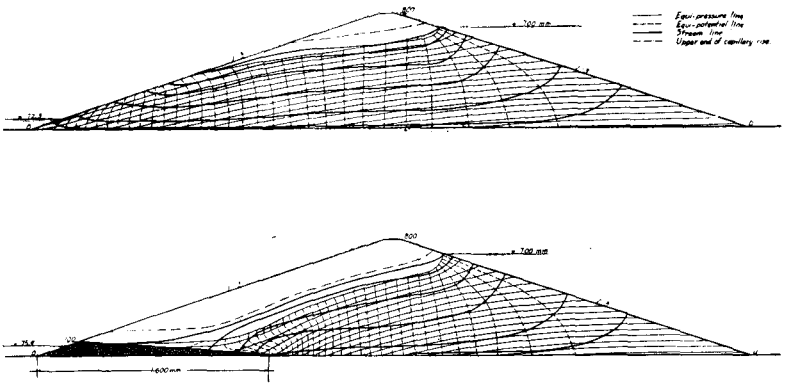
* *Problèmes, relatifs aux calculs de stabilité des barrages en terre, concernant le mouvement et l'action des eaux d'infiltration.*

Auftretende Probleme bei der Berechnung von Erddämmen unter Berücksichtigung des Verlaufes und der Einwirkung von Sickerwasser.

Problemas relativos a la estabilidad de las presas de tierra, y al movimiento y acción de las aguas de infiltración.

body consisting of fine-grained materials based on an impervious stratum, and the infiltrating water through the dam as moving below a line of saturation determined by model tests or assumptions, capillary water above the line being thought of as being in an entirely different relation. Many authors have already referred to the movement of capillary water, but most of them, appear to have considered only the height to which capillary water has risen. However, in a model experiment concerning the physical laws of infiltrating water in an earth dam, the author observed that there are cases where a stream line crosses the line of saturation.

Experiments on a model earth dam that are being continued, have been carried out since the fall of 1935 in the Research Office of Public Works, Home Department. In those experiments a part of the canal, 1.0 by 1.0 by 10.0 m, in the hydraulic laboratory, has been modified to make a model 0.5 m wide and 1.0 m high. The canal, which was made of framework, had boards for the base and one side, but a glass



FIGURES 1 and 2.

plate for the other, so that an observation could be made through a cross section of the model. Quartz sand smaller than 0.85 mm but larger than 0.65 mm was used in constructing the model. Slope surfaces of both sides were covered by nets of 1.5 mm mesh, arranged in such manner as to prevent any deformation. All construction works were carried out in water to prevent air from getting into voids among the sand grains, lest resistance against the movement of water should vary during the experiment. Temperatures were measured by electric-resistance thermometers installed at four places, two in the dam body, one in the upstream, and the last, in the downstream. The dam body and water reached the same temperature before any required observation was made, but due to a change in air temperature, sometimes some air dissolved in the water remained as bubbles in several places in the dam body.

Models of various shapes were used in the experiments, but the one which will be described in this paper is 0.80 m high, with the crest 0.10 m wide, and surface slopes of upstream and downstream sides 1 on 3. To measure the pressure of the infiltrating water in the dam, three or five piezometer tubes of different lengths were installed in each of six selected places in the dam body. The lower

ends of piezometer tubes were placed at a height of 5, 15, 20, 25, 30, 35, or 50 cm from the nonpermeable foundation so that adequate water pressures could be measured at different depths. The water column in each tube indicates the pressure head in the dam body at a place where the lower end of the tube is located, and, if the elevation of the lower end of the tube and the head are taken as coordinate axes, a vertical pressure head curve for each place observed can be obtained graphically. Consequently the height of zero water pressure can be obtained. This height coincides with that of the plane of saturation observed by wells dug in the model. From this observa-

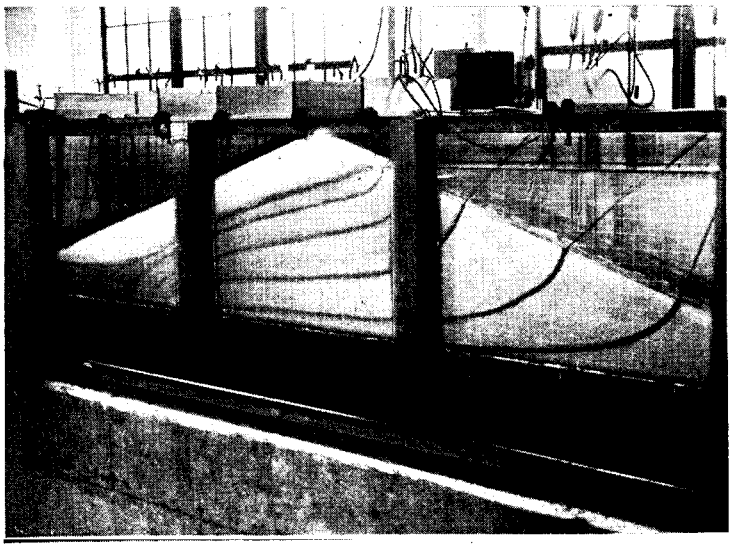


FIGURE 3.—**Sand model showing stream lines.** — Modèle en sable, montrant les filets d'écoulement. — Sandmodell zur Veranschaulichung des Verlaufs der Wasserlinien. — Modelo de arena, mostrando las líneas de la corriente.

tion one can trace an equal pressure line, or a line in which all the water particles in a cross section of a dam may be assumed to have the same value of pressure head.

An equipotential line, or a line in which water particles in a cross section are supposed to have the same value of potential energy can be obtained from the equipressure line. Draw on a cross section equidistant horizontal lines with vertical spacings equal to the difference of pressures of equipressure lines in static water, connect the intersections of two corresponding curves, and the required equipotential line will be formed. For further detail refer to papers presented in the First Congress.[1]

Stream lines should be drawn perpendicularly to equipotential lines. In the model test this can be observed by pouring a colored solution at several places in a cross section touching the glass plate. One of the objects of the test was to find out to what extent these two would agree.

[1] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, p. 113.*

Figure 1 represents a case for homogeneous embankment; figure 2, the same, but with drainage, while figure 3 is a picture for the case of figure 2.

In figures 1 and 2 saturation lines are the elevations obtained by digging wells in different places in the dam body; equipressure lines are obtained from pressure head observed by piezometer tubes, and equipotential lines are obtained from the equipressure lines by the method described above, but stream lines, as shown in figure 3, are the lines indicated by pouring the colored solution in the cross section of the dam. It should be noted whether or not potential lines and stream lines thus obtained intersect perpendicularly in general. Above the uppermost part of the stream lines is shown the upper end of capillary rise, or a trace of points to which the colored solution rose by capillarity.

As can be seen from the figures, stream lines cross lines of saturation. Some readers might think such phenomena occur only in the part touched by the glass plate, but the author noticed that the same thing occurred in the central part of the model.

Comparing the lines of saturation, described in papers presented in question 2b in the First Congress on Large Dams, some assume such curves as can readily be applied from the theory of potentials, while others seek computation on the basis of the result of the experiment. Both give an impression of the difficulty in obtaining a precise solution. As the Second Congress is held a year earlier than expected, the author regrets that he can not treat this problem more fully, but from the above result it is obvious that in determining the infiltration formation in a dam body the action of capillary water, in addition to the measurement of the plane of saturation, must be kept in mind in order that the true phenomena may be recorded. Furthermore, there must also be taken into consideration the fact that the distribution of water pressure in gravity water has something to do with the problems.

II. ACTION UPON EARTH DAM OF INFILTRATING WATER PRESSURES

SHIN-ICHIRO KAMBARA

At the First Congress in 1933, the author discussed briefly the theory of the action upon dam bodies of infiltrating water pressures in them as a supplement to the question "The Study of Physical Laws Governing Infiltration of Water Through the Dam and the Subjacent Soil."[1] In connection with the question "Calculation of the Stability of Earth Dams", the author considers the application of the above theory most adequate, and an attempt has been made to carry the discussion further, somewhat in detail.

(1) ACTION OF INFILTRATING WATER PRESSURES IN AN EARTH DAM

The distribution of infiltrating water pressures in earth dams has recently been made clear by Mr. Akira Takata, who carried out experiments with a model dam. He observed the water levels in pie-

[1] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

zometer tubes installed in the model. This distribution of water pressures seems reasonable, as the stream lines obtained, according to the author's theory in the paper [2] presented in the First Congress, agree with those obtained in practice with the model. Hence, hereafter the author will base the discussion upon the distribution of water pressures obtained in these experiments.

To start with, the final result is stated: "The infiltrated gravity water in earth dam bodies presses them normally to the equal pressure surfaces from a high pressure part towards a low pressure part." In other words, dam bodies check infiltrated water pressures in the direction perpendicular to equal pressure surfaces. The method of obtaining equal pressure surfaces is omitted in this paper as it was shown in detail in the author's paper presented at the First Congress.

In earth dams equal water pressure surfaces take several different forms. The action of water pressure in each case will be explained hereinafter. In this paper the author considers any given volume of water in any larger body of water just as he does any other physical body in water. That is, the effective weight of water in static or flowing water is considered. The effective weight of water in static water is zero, of course, but in flowing water it is different. Hence this fact must be taken into consideration. At the same time, the transmission of water pressure, acting upon a certain volume of water from one side to another, or the transmission of its reaction, must be considered. After all a volume of an earth dam with infiltrating water may be taken for one body, the earth and the water together. It is obvious that the weight of earth and that of water both act vertically with their proper magnitudes.

(*a*) *With Horizontal Equal Pressure Surfaces*

This is omitted in this paper as it was treated in detail in the supplement paper presented at the First Congress.

(*b*) *With Parallel and Oblique Equal Pressure Surfaces*

As the water surfaces and the equal water pressure surfaces of gravity water infiltrated in an earth dam are usually oblique, this case should be carefully studied.

Consider a case where water is assumed to infiltrate and fill every void in a certain part of a dam with its upper and lower surfaces coinciding with equal pressure surfaces. The result would be the same for other cases, but for simplicity and clearness, a part of a dam with equal water pressure surfaces coinciding with its two surfaces is preferable.

In this case let a cubical part *ABCD* be taken between those two equal water pressure surfaces with the following symbols:

A = the area of the upper or lower surface of the cube.
p_1 = water pressure per unit area on the upper surface.
p_2 = ditto on the lower surface.
W = the sum of the weight in air of the cube and that of the water filling the voids. This always acts vertically.

[2] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 113.*

In figure 4 equal pressure surfaces O, p_1, and p_2 are parallel to each other and oblique, and in the direction perpendicular to the surface of this paper, or, horizontally, they run straight. In the cubical part $ABCD$, water pressures in the direction of equal pressure lines are balanced, and only those which are perpendicular to equal pressure lines are out of balance. In this case, the weight of the cube including infiltrating water acts vertically, while its component perpendicular to an equal pressure line either resists or aids the water pressure. The sum of two forces is as follows:

$$W \cos \theta - (p_2 - p_1) A \qquad (1)$$

Then the resultant of the weight of the cube and the total water pressure acting upon it is the resultant of $W \cos \theta - (p_2 - p_1) A$ and $W \sin \theta$, which is shown as the force R in figure 4.

When equal pressure lines are vertical, the weight of the part between them is same as in air, neither more nor less, introducing hori-

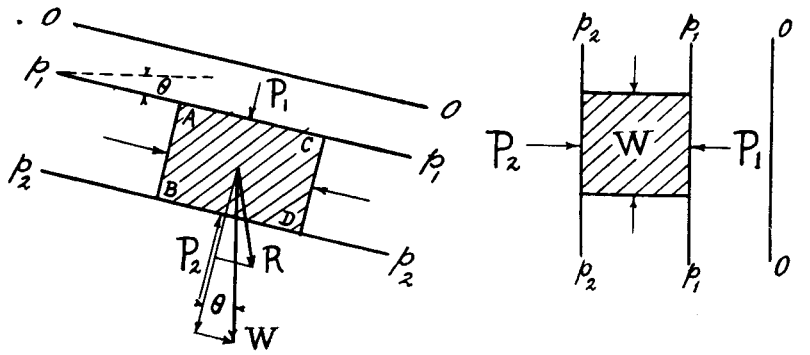


FIGURE 4.

zontal pressures from a high pressure part towards a low pressure part. If the upper water pressure is high and the lower one low, a downward pressure is produced.

(c) With Non-parallel and Oblique Equal Pressure Surfaces

This case means the existence, in an earth dam body, of two plane, or curved equal pressure surfaces, that are not parallel to each other. Let a general case be omitted and consider only the case where an earth dam is straight and where equal pressure lines run straight and horizontally along the length of the dam, but curved in the cross section of the dam.

Figure 5 illustrates an infinitesimal $ABCD$ between two non-parallel equal pressure curves on a cross section. The distance between the equal pressure curves is taken extremely small compared with their curvatures, and two longitudinal sides of the infinitesimal on the curves, AC and BD, are also taken extremely small, so that the sides might be considered as straight lines, and that water pressure might be assumed to be the same through these straight lines. The thickness of the infinitesimal in the perpendicular direction to the cross section is taken a unit length.

Construct the infinitesimal quadrangle in the following manner: Let X and X' be the midpoints of two sides AB and CD respectively. Draw XX'. Let α and β be angles made by side AB and CD respectively with the perpendiculars to XX'. Let $\overline{AB}=m$, $\overline{CD}=n$, and the limiting condition be $m \sin \alpha = n \sin \beta$.

Divide the space between the two curves into many quadrangles in the following manner: If AB is fixed determine CD so that the above

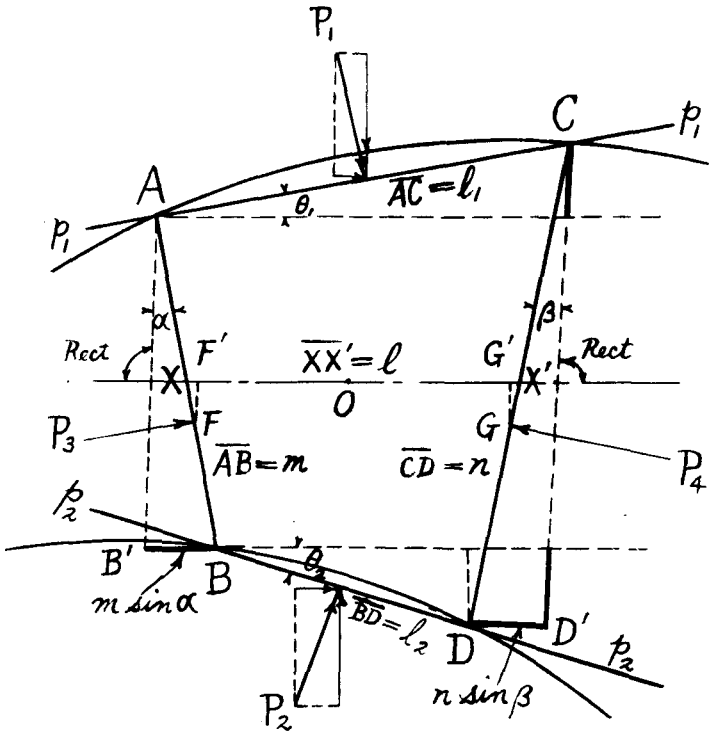


FIGURE 5.

limiting condition is satisfied. If BD is fixed, determine AC in a similar way. The procedure would be the same in this reverse order.

Let p_1 be the intensity of water pressure on line AC, and p_2, that on line BD, and let it be assumed that the intensity of water pressure between the two equal pressure lines changes in a straight line along the two lateral sides. Let $\overline{AC}=l_1$, $\overline{BD}=l_2$, $\overline{XX'}=l$, and θ_1 be an angle made by AC and XX', θ_2, an angle made by BD and XX', then

$$p_1 l_1 = P_1,\ p_2 l_2 = P_2,\ \frac{p_1+p_2}{2} m = P_3,\ \frac{p_1+p_2}{2} n = P_4$$

Resolve the external water pressure acting upon the quadrangle $ABDC$ into two components, one parallel to XX' and the other per-

pendicular to it. Let the sum total of the components parallel to XX' be P', making plus sign towards right, then

$$P'=p_1l_1 \sin \theta_1+p_2l_2 \sin \theta_2+m\frac{p_1+p_2}{2} \cos \alpha-n\frac{p_1+p_2}{2} \cos \beta \qquad (2)$$

Since, by construction, $n \cos \beta-m \cos \alpha=l_1 \sin \theta_1+l_2 \sin \theta_2$, the right hand member of the above equation becomes

$$\frac{p_1-p_2}{2}(l_1 \sin \theta_1-l_2 \sin \theta_2)$$

But $l_1 \sin \theta_1=l_2 \sin \theta_2$, therefore P', or the sum total of the components parallel to XX' is zero.

Next, let P be the sum total of the components perpendicular to XX', making downward plus, then

$$P=p_1l_1 \cos \theta_1-p_2l_2 \cos \theta_2-\frac{p_1+p_2}{2}m \sin \alpha-\frac{p_1+p_2}{2}n \sin \beta \qquad (3)$$

Since $m \sin \alpha+n \sin \beta=l_1 \cos \theta_1-l_2 \cos \theta_2$, the right hand side of the above equation becomes

$$\frac{p_1-p_2}{2}(l_1 \cos \theta_1+l_2 \cos \theta_2)$$

But $\frac{1}{2}(l_1 \cos \theta_1+l_2 \cos \theta_2)=l$, therefore the sum total of the components perpendicular to XX' becomes

$$P=l(p_1-p_2) \qquad (4)$$

After all, this is the resultant of all the external water pressures acting upon the quadrangle $ABDC$. Next, find the point of application of this resultant.

Let O be the midpoint of the line XX'. Then two points obtained by projecting B and D are equal distant from O.

F, the point of application of P_3 is at a distance of $\frac{m(2p_1+p_2)}{3(p_1+p_2)}$ from B.

G, the point of application of P_4, is at a distance of $\frac{n(2p_1+p_2)}{3(p_1+p_2)}$ from D.

The projections on XX' of $\overline{BF}$ and $\overline{DG}$ are $\frac{m(2p_1+p_2) \sin \alpha}{3(p_1+p_2)}$ and $\frac{n(2p_1+p_2) \sin \beta}{3(p_1+p_2)}$ respectively, but since $m \sin \alpha=n \sin \beta$, these values become equal. Hence F' and G', the projections on XX' of F and G, respectively, are equidistant from O. $P_3 \sin \alpha$ acting at F, and

$P_4 \sin \beta$ acting at G, both perpendicular to XX', are of equal value as the following relation exists:

$$P_3 \sin \alpha = \frac{m(p_1+p_2)}{2} \sin \alpha = P_4 \sin \beta = \frac{n(p_1+p_2)}{2} \sin \beta$$

Since these parallel and equal components act on F' and G' which are equidistant from O, their resultant passes through the point O.

Components of P_1 and P_2 perpendicular to XX', or $P_1 \cos \theta_1$, and $P_2 \cos \theta_2$, both pass through the point O. Since the sum total of the components parallel to XX' is zero, it does not matter what point it may pass.

Hence P, the resultant of four external forces P_1, P_2, P_3, and P_4, is equal to the length of the line XX' multiplied by the difference of pressures on the two equal pressure lines, or $l(p_1-p_2)$. It is perpendicular to XX', and passes through its midpoint O. Therefore P might be considered as the resultant of water pressures acting perpendicular to the line XX' on its total length with the intensity of p_1-p_2. Lateral sides AB and CD are found from the condition $m \sin\alpha = n \sin\beta$, and XX' the line through their midpoints, is called the bisector of the two equal pressure lines AC and BD.

(d) With Concentric Cylindrical Equal Pressure Surfaces

Let AC and BD be two infinitesimals on concentric arcs, and θ be one-half of the central angle on the arcs.

Then,

$$P_1 = 2\int_0^\theta p_1 \cos\theta r_1 d\theta = 2p_1 r_1 \sin\theta \doteq 2p_1 r_1 \theta \tag{5}$$

$$P_2 = 2\int_0^\theta p_2 \cos\theta r_2 d\theta \doteq 2p_2 r_2 \theta$$

$$P_3 = P_4 = \frac{p_1+p_2}{2}(r_2-r_1)$$

Water pressure is assumed to vary in a straight line along a radial line, and let r be the average of r_1 and r_2. Then P, the resultant of P_1, P_2, P_3, and P_4 becomes

$$\begin{aligned} P &= P_1 - P_2 + (P_3+P_4)\theta \\ &= 2p_1 r_1 \theta - 2p_2 r_2 \theta + \frac{2(p_1+p_2)}{2}(r_2-r_1)\theta \\ &= (p_1-p_2)(r_1+r_2)\theta = 2(p_1-p_2)r\theta \end{aligned} \tag{6}$$

$2r\theta$ is equal to l, the length of the arc XX' which forms a center line of AC and BD. Therefore $P=l(p_1-p_2)$. However, if the angle θ becomes sufficiently large, it should become $P=2(p_1-p_2)r \sin\theta$.

(2) RESULTANT OF WATER PRESSURES ACTING UPON THE PARTS OF AN EARTH DAM

Consider two adjacent infinitesimal trapezoids between two equal pressure curves, neglecting the difference of a straight line and a curve

on the equal pressure lines, but satisfying the condition described before, $m \sin \alpha = n \sin \beta$. Let U_1 and U_2 be the resultant water pressures acting perpendicular to the bisectors of the longitudinal sides of two infinitesimals, or XX_1 and X_1X_2, at their midpoints. From geometry,

$$\Delta XX_1X_2 \propto \Delta ORS,\ U_1 = l_1(p_1 - p_2),\ U_2 = l_2\ (p_1 - p_2)$$
$$U = U_1 \cos \gamma + U_2 \cos \delta = (p_1 - p_2)\ (l_1 \cos \gamma + l_2 \cos \delta) = l(p_1 - p_2)$$

Thus U, the resultant of U_1 and U_2, is the same as the resultant of the water pressures $(p_1 - p_2)$ acting perpendicular to XX_2. Judging from these, U is to $ABEF$ as U_1 is to $ABCD$, or U_2 is to $CDEF$. From these relations the condition $m \sin \alpha = n \sin \beta$ is satisfied with sides AB and EF based on the line XX_2. In this way water pressures on

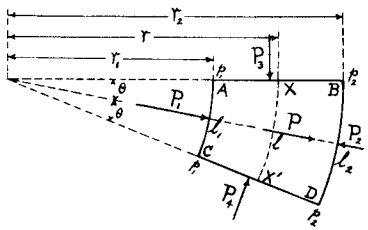


FIGURE 6.

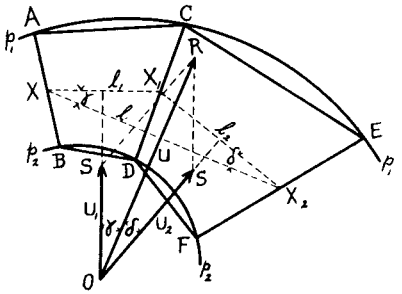


FIGURE 7.

two infinitesimals can be added vectorially, and, furthermore, it is possible to add water pressures acting upon a part over a certain range. On the other hand, the resultant of water pressures acting upon a certain part can be resolved into water pressures acting upon two parts or a number of infinitesimals of the same nature.

In the manner described above, draw bisectors XX_1, X_1X_2, X_2X_3, ---- of the lateral sides of numerous infinitesimal trapezoids bounded by two equal water pressure lines. The line $XX_1X_2X_3$ ---- is called the bisector of two equal water pressure lines. Then, as previously proved, the external pressure of gravity water on the part bounded by these two equal pressure lines, can be considered as acting perpendicularly to the bisector and along its total length l with the magnitude of the pressure difference of two equal water pressure lines, or $p_1 - p_2$. If the space bounded by two equal water pressure lines is taken extremely small, compared with the curvatures of the equal water pressure lines, then the water pressures acting perpendicularly to the bisector can be said also to be acting perpendicularly to those two equal water pressure lines.

From what has been proved in this article, it is obvious that, in calculating the water pressures on the part bounded by equal water pressure lines in general, no error is introduced if infinitesimals are done away with, a part over a certain range is taken as one body, and straight lines are used instead of curves, the curvatures being neglected. Hence this method is used in practice. Sometimes, however, it may be more convenient to use the integral calculus to calculate the resultant water pressure if equal water pressure lines can be expressed as algebraic equations.

(3) RESULTANT OF PRESSURE OF INFILTRATING WATER IN A CERTAIN PART OF AN EARTH DAM AND ITS WEIGHT: A CONSIDERATION OF ITS STABILITY

Let R be the resultant of W, the weight of the portion $ABCD$, and P, the resultant of infiltrating water pressures in the body. If the equal pressure surfaces of the infiltrating water are horizontal, R is vertical, since the resultant P is vertical. Consequently the weight of the portion of the dam body will be only increased or decreased. But, since the infiltrating water in dam body flows, however, slow, the equal water pressure surface is oblique, and the lifting pressure, the

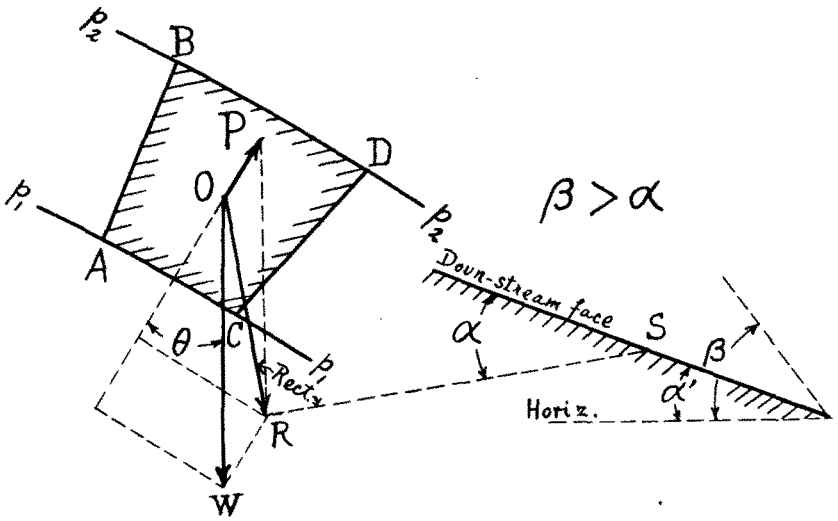


FIGURE 8.

resultant water pressure described above, acts obliquely. Consequently the resultant of the weight of the portion of the dam body itself and the lifting pressure is necessarily oblique.

Figure 8 is a diagram illustrating this principle. The weight W of the portion $ABCD$ of the dam body including the infiltrating water is, of course, vertical, and P, the resultant of the external water pressures, is slanted, making an angle θ with W. Let W and P intersect at O. Then the resultant of W and P is that of $W \cos \theta - P$ and $W \sin \theta$, or R, and it is slanted.

If, in a portion of the dam body, the condition $W \cos \theta - P < 0$ exists, and if there is no other external force acting, this portion will be pushed out by the water pressure. Such P occurs when the change of water pressure is especially abrupt. Let d be the average spacing of two equal water pressure lines p_1 and p_2, w, the static water pressure of a unit depth of water, V, the volume of a portion of the dam, and 1.5, its specific gravity including the infiltrating water. Let it be assumed that the water pressure difference in the dam body is extraordinarily great, and that $p_1 - p_2 = 1.5\ dw$, then

$$P = l(p_1 - p_2) = 1.5ldw = 1.5Vw \text{ or } = W$$

In this case, so long as θ is positive, $W \cos \theta$ is less than P, and if the portion of the dam body is on the surface of an embankment, it is pushed out since there is no force to check it. Or before it is pushed out it might happen, due to the conjugate stresses on this part, that a portion slips out in the direction of the largest shear or of a weak resistance of embankment against the shear. The equation $p_1 - p_2 = 1.5\ dw$ represents, for instance, a case where two layers a foot apart, have water pressure difference equivalent to a static water pressure of 1.5 foot.

In an earth dam there exist, in addition, earth pressures some of which serve for resisting the pressures of infiltrating water, but the others act in the direction of the downward slope of the embankment surface, giving a bad effect to the stability of the earth dam. An earthquake is too obvious to mention as another cause affecting the stability of an earth dam in a great measure.

An angle of repose in the infiltrating water of the materials used for an earth dam is usually measured by an experiment in static water. However, since the infiltrating water in the earth dam body is not static, the result of the experiment in static water must be modified. That is, it must be taken into consideration that, as stated above, the lifting pressure of the infiltrating water is slanted.

Therefore the safe slope of the downstream side of the earth dam must be considered, not with the vertical line OW in figure 8, but with the oblique line OR, or the direction of the resultant force. Or it must be considered with the line RS which is perpendicular to OR. Let β be the angle of repose obtained by testing earth dam materials in static water. So far as the importance of an earth dam is concerned, it will be justifiable to select α smaller than β as an angle of slope, taking due consideration to the effect of earth pressure and that of an earthquake. Then it will be reasonable to construct the angle α not with a horizontal plane, but, as shown in figure 8, with the inclined plane RS of which the angle of slope is equal to $< WOR$. The slope of the downstream side, after all, makes, with a horizontal plane, an angle α' which is smaller than the angle α.

(4) WORK DONE BY INFILTRATING WATER

When infiltrating water percolates through an earth dam, or when it passes through the voids therein, its free flow is hindered, due to cohesion of water molecules and friction in the voids. Since the water passes against these obstacles, a work is done there and the original energy is consumed. In other words, at an expense of the original energy, the water is prevented from passing freely through the voids of the dam body. Or, to make it more complete, it is the resistance of the dam body material and the work done by the infiltrating water in the voids of the dam that keep the water stored. That is, the water in the voids, as it moves, receives water pressure from one direction and transmits it to another direction, also transmitting its reactions at the same time. Therefore a volume of earth and water has been considered as one body in this paper in treating the action of water pressure upon it.

The work done by percolating water per unit time$=wqh$

$$\text{Gross horsepower}=\frac{wqh}{75}=\frac{1{,}000qh}{75}=13.33qh \qquad (7)$$

Let the quantity of flow of the percolating water through the reservoir dam be $q=0.02$ m^3/sec., and the difference of heads before and after the percolation be $h=30.0$ m, then

$$13.33\ qh=8.0 \text{ hp.}$$

The water in the reservoir is constantly consuming its energy through percolation in this way, however small it may be. This work prevents otherwise greater leakage of water due to percolation.

Let t be the average time required for percolating water to pass through the dam body, then $qt=Q$ where Q is the quantity of water stored or infiltrated in the dam body. Let A be the percolating area in the dam body, v, the average velocity of flow, then $q=Av$. A changes with the water level of the reservoir, and so does v. Furthermore, different parts of the dam body have different values of v. In entering the dam body the water of the reservoir acquires the initial velocity, the water pressure decreasing by its velocity head. Let it be assumed that v changes during percolation, and that the infiltrating water finally leaves the dam body with the average velocity v'. Then its velocity head is $h'=v'^2/2g$, and of the initial head of the stored water, this h' does not become a cause for pressures pushing the dam body. However, since v' and h' are extremely small, they may be neglected without any appreciable error.

(5) CONCLUSION

As a method of calculating the stability of earth dams, the author makes the following suggestions: First, find equal water pressure surfaces of infiltrating water in a cross section of dam body, a cross section, for instance, through a part which might be considered most unstable. Next calculate lifting pressure, side pressure, or downward pressure acting upon the part of the dam body, such a pressure being caused by the pressure difference of equal water pressure surfaces. Then determine the magnitude and direction of the resultant of the lifting pressure of the infiltrating water and the weight in air of the part of the dam body including infiltrating water. Draw a perpendicular to the resultant, construct on this line an angle decreased from the angle of repose of the dam body material in static water, taking due safety factor considering earth pressure, and forces due to earthquakes. Then the slope of the earth dam at the downstream side shall reasonably be made equal to the slope of that angle, which means a still smaller slope angle with a horizontal line.

It is most desirable for the stability of an earth dam that the infiltrating water surfaces and equal water pressure surfaces in the dam body be as dense as possible at the upstream side or around the puddle core, and that they do not extend to the downstream side of the dam. The greatest danger is encountered when equal pressure surfaces are densely crowded near the downstream side of the dam, as such might cause water pressure to push out a portion of the dam body.

Equal water pressure surfaces, hitherto discussed, may be very easily determined with an earth dam already constructed, but many difficulties are encountered in determining them before construction. Such findings will involve many experiments in the laboratory as well as many experiences in construction work in practice. In short, each part in a dam body shares in checking the pressure of water dammed by the earth dam. In other words, the greater the change of water pressure in the part of the dam body, the greater is its checking, and vice versa. In such a way, the water pressure equivalent to the depth of the dammed water is almost entirely checked by the earth dam body. Only the head corresponding to the velocity head of the infiltrating water leaving the dam is unchecked by the dam body, but its value is extremely small and may be neglected just as well. Hitherto the dam body as a whole, or the puddle core in it, has been considered as resisting the reservoir water pressure, but it is more reasonable to consider that each part of the dam body has a share in resisting the water pressure proportionally to the pressure difference of its sides, and this is a very important factor in calculating the stability of the earth dam, because the earth dam consists of pulverulent bodies, or loose materials.

SUMMARY

In calculating the stability of an earth dam with reference to the infiltrating water therein, one should clarify the infiltration formation, or the distribution of the pressure of the infiltrating water, together with percolation flow conditions, paying especial attention to the phenomenon of percolating water near the downstream toe.

Part I. Movement of Infiltrating Water Through the Earth Dam and Distribution of the Water Pressure in It.

The result of experiments on the movement of water in the body of an earth dam, performed on a sand model 0.8 m high, upstream and downstream side slopes 1/3, shows us that the flow conditions thus observed differ somewhat from those presumed under the conventional conception, the basing of the computation on the obtained line of saturation. According to the conventional conception all movements of leakage water were assumed to take place only below the line of saturation, whereas the results of the model experiments demonstrated that some flows cross the line of saturation, not as an extraordinary local phenomenon, but as one affecting all stream flows below that line.

Such extraordinary conditions are due to the capillary action, drawing the water up from where it flows again; this phenomenon must be considered when determining the infiltration distribution.

Part II. The Action Upon a Dam Body of the Infiltrating Water Pressures in It.[3]

At the First Congress on Large Dams, the author discussed briefly the theory of the action upon a dam body of the infiltrating water pressures in it as a supplement to the question 2b. In connection

[3] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

with the question "Calculation of the Stability of Earth Dams", the author considers the application of the above theory most appropriate, and an attempt has been made to carry the discussion further, somewhat in detail.

The procedure is to measure first of all the pressure of the infiltrating water in the earth dam body, or its model, by means of piezometer tubes, and then to study the action of water pressure upon the dam body from the equal water pressure surfaces obtained by the process.

Let us consider in an earth dam a certain volume of earth impregnated with infiltration water. Besides its own weight, which is a vertical force, there is a hydrostatic pressure which creates a force in a certain direction, so that the effective weight, the resultant of the weight and the pressure, may have different values and different directions. How shall we treat the impregnating water in this volume, being considered as a submerged body in the surrounding water? In the same way as the mass of earth; its absolute weight is a vertical force but the resultant force is not necessarily zero (as would happen if the infiltration water were in a static state) but it may have different values and different directions. Besides, the infiltrating water, because of its slow flow, transmits the pressure to which it is subjected as well as its reaction in another direction. That reaction is the same for both the earth and the water with which the earth is impregnated, and both may be looked upon as constituting only one body when treating problems of water pressure in earth dams.

Results of this study inform us that the action of infiltrating water pressure upon dam bodies is governed by the following laws:

(1) Whether equal water pressure surfaces are horizontal or slanted, whether they are parallel or not, and whatsoever kind of curved surfaces they may make, the part of the dam body bounded by those surfaces is pushed perpendiculalry to the bisector surface of those two equal water pressure surfaces, with the intensity of the pressure difference of those two equal water pressure surfaces, from a high pressure part towards a low pressure part. A certain definition is given for the bisector surface mentioned herein.

(2) If the space between equal water pressure surfaces is taken extremely small, compared with their curvatures, the water pressure on the bounded part can be considered as acting from a high pressure part towards a low pressure part perpendicularly to the equal water pressure surfaces.

The earth dam, as a rule, consists of pulverulent bodies or loose materials, and if a certain part is made unstable by any cause, especially by water pressure, there is some danger of rupture. Therefore it is an important matter to determine the stability of each part of the dam body, the part which is pushed by the difference of water pressure of infiltrating water before and behind. The greater the water pressure difference in a part, or the more crowded the equal water pressure surfaces in a part, the more force it receives. Hence it is very important in the case of the earth dam to construct it so that equal water pressure surfaces are crowded on the upstream side or around the puddle core, that they are not crowded on the downstream side, especially near the downstream face, or what is better, to construct it so that they do not even extend there.

RESUME

En procédant aux calculs de stabilité d'un barrage en terre en ce qui concerne les eaux d'infiltration, on doit se rendre compte clairement des caractéristiques de cette infiltration, c'est-à-dire de la répartition des pressions des eaux d'infiltration en même temps que des conditions de leur écoulement, en prêtant une attention toute spéciale aux phénomènes d'infiltration près du talon aval.

1ère partie. Mouvement des eaux d'infiltration à travers le barrage en terre et répartition des pressions hydrostatiques dans celui-ci.

Les résultats des expériences sur le mouvement des eaux dans le corps d'un barrage en terre, exécutées sur un barrage modèle en sable de 0.8 m de hauteur, dont les parements d'amont et d'aval ont des pentes de 1/3, nous indiquent que les conditions d'écoulement observées différent quelque peu de celles présumées par la conception conventionnelle qui est de baser les calculs sur la détermination de la ligne de saturation. Suivant la conception conventionnelle, on présumait que tout mouvement des eaux d'infiltration avait lieu seulement au dessous de la ligne de saturation, tandis que les résultats des expériences faites sur le modèle prouvent que certains écoulements traversent la ligne de saturation, non pas comme un phénomène local exceptionnel, mais comme un phénomène accessoire à toutes les lignes d'écoulement en dessous d'elle.

De telles conditions d'écoulement peuvent être expliquées par le raisonnement que des eaux montées par capillarité s'écoulent, et il faut prendre en considération ce phénomène pour déterminer les caractéristiques de l'infiltration.

2ème partie. Action sur le corps du barrage des pressions dûes à l'eau d'infiltration qu'il contient.[3]

Au Premier Congrès, l'auteur discuta brièvement l'action sur le corps du barrage des pressions dues à l'eau d'infiltration qu'il contient, comme supplément au rapport sur la question IIb. Se référant à la question VII "Calculs de Stabilité des Barrages en Terre", qui doit être étudiée au Deuxième Congrès, l'auteur considère l'application de la théorie ci-dessus comme bien appropriée, et il a essayé d'en poursuivre la discussion assez en détail.

L'opération consiste d'abord à mesurer la pression de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage en terre ou de son modèle, au moyen de tubes piézométriques, et ensuite à étudier l'action de la pression hydrostatique sur le corps du barrage pour les surfaces d'égale pression hydrostatique déterminées par ce procédé.

Considérons dans un barrage en terre un certain volume de terre imprégnée d'eau d'infiltration. En plus de son poids propre qui constitue une force verticale, il y a une pression hydrostatique qui exerce une force suivant une certaine direction, de sorte que le poids effectif, la résultante du poids et de la pression, peut avoir différentes valeurs et différentes directions. Que se passe-t-il pour l'eau imprégnant ce volume et considérée comme corps immergé dans l'eau ambiante? Comme pour la masse de terre, son poids absolu est une force verticale, mais la force résultante n'est pas forcement zéro (comme elle le serait si l'eau d'infiltration était à l'état statique), mais elle peut avoir différentes valeurs et différentes directions. En

[3] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

outre l'eau d'infiltration, du fait qu'elle s'écoule lentement, transmet la pression à laquelle elle est soumise aussi bien que sa poussée dans une autre direction. Cette réaction est la même aussi bien pour la terre de remblai que pour l'eau dont elle est imprégnée, en sorte qu'on peut les considérer comme un seul et même corps en traitant les problèmes de pressions hydrostatiques dans le corps d'un barrage en terre.

Les résultats de cette étude nous font savoir que l'action de la pression des eaux d'infiltration dans le corps du barrage est gouvernée par les lois suivantes:

(1) Que les surfaces d'égales pressions hydrostatiques soient horizontales ou inclinées, qu'elles soient parallèles ou non, quelque soit la forme de surface courbe qu'elles constituent, la partie du corps du barrage limitée par ces surfaces est soumise à une poussée perpendiculaire à la surface bissectrice de ces deux surfaces d'égales pressions, et dont l'intensité est la différence de leurs pressions et dont la direction va de la zone à haute pression vers celle à pression moindre. On donne dans le rapport une certaine définition pour la surface bissectrice mentionnée ci-dessus.

(2) Si l'on considère des surfaces d'égales pressions hydrostatiques séparées par un espace infiniment petit par rapport à leurs rayons de courbure, la pression hydrostatique sur la zone ainsi limitée peut être considérée comme s'exerçant dans la direction des pressions décroissantes et perpendiculairement aux surfaces d'égales pressions hydrostatiques.

Les barrages en terre, en règle générale, se composent de matériaux pulvérulents ou sans cohésion et si une certaine partie est rendue instable par une cause quelconque, spécialement par la pression de l'eau, il y a danger de rupture. C'est pourquoi il est de toute importance d'établir la stabilité de chacune des parties du corps du barrage, qui sont soumises à la poussée due à la différence de pression de l'eau d'infiltration en amont et en aval de cette partie. Plus cette différence sera grande, autrement, dit plus les surfaces d'égales pressions seront rapprochées dans une zone, plus la poussée sera grande. Il est donc très important de construire un barrage en terre de façon à ce que les surfaces d'égales pressions soient rassemblées du côté amont ou autour du noyau d'argile corroyée, et à ce que ces surfaces soient peu rassemblées du côté aval, spécialement auprès de la face inclinée, ou mieux de façon que ces surfaces ne s'étendent pas jusqu'au parement.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Berechnung der Stabilität eines Erddammes in Hinsicht auf auftretendes Sickerwasser erscheint es angebracht, die durchströmte Formation oder die Verteilung des Sickerwasserdruckes zusammen mit den Strömungs-Zuständen zu untersuchen, wobei man den Erscheinungen des Sickerwassers in der Nähe des luftseitigen Fusses besondere Beachtung schenkt.

I. Teil. Verlauf des Sickerwassers durch den Erddamm und die Verteilung des Wasserdruckes in demselben.

Das Ergebnis der mit einem 0.8 m hohen Modellsanddamm mit wasser- und luftseitiger Neigung von 1:3 angestellten Versuche an dem Verlauf des Wassers in Erddammkörpern zeigt, dass die so

untersuchten Strömungs-Zustände von der üblichen Schätzung, die sich auf die gewonnene Sättigungslinie stützt, etwas abweichen. Nach der herrschenden Auffassung nahm man an, dass das Auftreten von Sickerwasser nur unterhalb der Sättigungslinie erfolgte, während das Ergebnis des Modellversuchs aufwies, dass einige Sickerströme die Sättigungslinie kreuzen, — eine nicht ungewöhnliche örtliche Erscheinung, die aber alle Strömungslinien unterhalb der Sättigungslinie beeinflusst.

Solche Strömungs-Zustände sind von der Kapillarität abhängig, wodurch das Wasser aufgezogen und zum Strömen veranlasst wird; diese Erscheinung ist bei der Bestimmung der Sickerwasser-Formation in Betracht zu ziehen.

II. Teil. Einwirkung des in dem Dammkörper befindlichen Sickerwasserdruckes auf denselben.[3]

Gelegentlich des ersten Kongresses erörterte der Verfasser kurz die Theorie der auf den Dammkörper ausgeübten Einwirkung des darin befindlichen Sickerwasserdruckes als eine Ergänzung der Frage 2b). In Verbindung mit der Frage "Berechnung der Stabilität von Erddämmen" hielt der Verfasser die Anwendung der obenerwähnten Theorie für geeignet, und es wurde unternommen, die Erörterung etwas weiter im einzelnen auszuführen.

Das Verfahren besteht darin, den Druck des in den Erddammkörper oder in das Modell eingedrungenen Sickerwassers mittels der Piezometerrohre zu messen und dann die Einwirkung des Wasserdruckes auf den Dammkörper an Hand der beim Verfahren erzielten, gleichen Wasserdruckoberflächen zu erforschen.

Angenommen ist eine Erdmasse in dem Sickerwasser in einem Erdamm. Ausser ihrem eigenen Gewicht, welches vertikal wirkt, herrscht ein in einer bestimmten Richtung wirkender Wasserdruck, so dass ihr wirksames Gewicht und die Druckkraft verschiedene Werte hat und in verschiedenen Richtungen wirkt. Wie verhält sich nun das Wasser in der durchsickerten Erdmasse? Ebenso wie die Erdmasse wirkt sein eigenes, ursprüngliches Gewicht, während sein wirksames Gewicht nicht notwendigerweise Null ist, sondern verschiedene Werte annimmt und in verschiedenen Richtungen wirkt. Ferner überträgt das Sickerwasser, da es langsam fliesst, den erhaltenen Druck sowie seine Gegenwirkung in eine andere Richtung. Eine derartige Wirkung ist die gleiche für die Erdmasse und das Sickerwasser in der Erde; beide können als ein einheitlicher Körper bei der Behandlung der Probleme des Wasserdruckes in Erddammkörpern betrachtet werden.

Die Forschungsergebnisse besagten, dass die Wirkung des Sickerwasserdruckes auf die Dammkörper von folgenden Gesetzen abhängig ist:

(1) Ob die gleichen Wasserdruckoberflächen horizontal oder schräg sind, ob sie parallel sind oder nicht und welcher Art die gewölbten Oberflächen auch sein mögen, der Teil des von diesen Oberflächen begränzten Dammkörpers ist senkrecht gegen die Mittellinienoberfläche dieser beiden gleichen Wasserdruckoberflächen mit der Intensität des Druckunterschieds dieser zwei gleichen Wasserdruckoberflächen in Richtung eines Hochdruckteiles nach einem

[3] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

Niederdruckteil gedrückt. Hierbei ist eine Definition für die hier erwähnten Mittellinienoberfläche gegeben.

(2) Wenn der Raum zwischen den gleichen Wasserdruckoberflächen verglichen mit ihrer Wölbung, äusserst klein angenommen ist, kann der Wasserdruck auf dem begrenzten Teile so betrachtet werden, dass er von einem Hochdruckteil nach einem Niederdruckteile senkrecht zu den Wasserdruckoberflächen wirkt.

Der Erddamm besteht in der Regel aus pulverartigen Körperchen oder lockeren Stoffen; sollte ein gewisser Teil durch irgendeine Ursache, insbesonders durch den Wasserdruck unsicher gemacht sein, besteht Bruchgefahr. Es ist daher von grosser Wichtigkeit, die Stabilität jedes Teiles des Dammkörpers festzustellen, der von dem Wasserdruckunterschied des Sickerwassers hin und her gedrückt ist. Je grösser der Unterschied des Wasserdruckes in einem Teile ist, oder je mehr sich die gleichen Wasserdruckoberflächen in einem Teile zusammendrängen, um so stärker ist die Wirkung des Wasserdruckes. Daher ist es sehr bedeutend, den Erddamm so zu bauen, dass gleiche Wasserdruckoberflächen auf der Wasserseite oder um den Tonkern zusammenfallen, während ein Zusammendrängen derselben auf der Luftseite, insbesondere in der Nähe der luftseitigen Neigungsfläche zu vermeiden ist; besser wäre, den Erddamm so zu bauen, dass die Oberflächen sich nicht bis dort erstrecken.

RESUMEN

Al calcular la estabilidad de una presa de tierra en lo que se refiere a las aguas de infiltración, deben ponerse en claro las características de esta infiltración, es decir, la distribución de la presión de las aguas de infiltración así como las condiciones de su curso, poniendo atención especial a los fenómenos de infiltración cerca de la base de aguas abajo.

1ª Parte. Movimiento de las aguas que se infiltran a través de la presa de tierra y distribución de la presión hidrostática.

Los resultados de los experimentos sobre el movimiento de las aguas en el cuerpo de una presa de tierra, hechos en una presa de tierra modelo de una altura de 0,8 m en la que los paramentos de aguas arriba y aguas abajo tienen pendientes de 1/3, nos indican que las condiciones del curso observadas difieren algo de la idea admitida que basa los cálculos sobre la determinación de la línea de saturación. Según la idea corriente se creía que todo el movimiento de las aguas de infiltración tenía lugar solamente debajo de la línea de saturación, mientras que los resultados del experimento en la presa modelo demuestran que algunas corrientes pasan la línea de saturación, no como un fenómeno local extraordinario, sino como un fenómeno accesorio a todas las líneas del curso debajo de ella.

Esta penetración de agua es causada por la acción de la capilaridad que atrae el agua y la hace correr, y este fenómeno debe tenerse en cuenta al determinar las características de la infiltración.

2ª Parte. Acción de las presiones del agua infiltrada en el cuerpo de una presa.[3]

En el Primer Congreso el autor discutió brevemente la teoría de la acción de la presión del agua infiltrada en el cuerpo de una presa, como complemento a la cuestión 2b (1). En relación con la cuestión

[3] *1er Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

"Cálculo de estabilidad de las presas de tierra" que ha de tratarse en el Segundo Congreso, el autor considera muy adecuada la aplicación de la mencionada teoría, y ha tratado de continuar esta discusión más detalladamente.

El procedimiento consiste en medir primero toda la presión del agua que se infiltra en el cuerpo de la presa de tierra o en el modelo, por medio de tubos piezométricos, y después estudiar la acción de la presión hidrostática en el cuerpo de la presa por las superficies de igual presión hidrostática obtenidas por este proceso.

Consideremos en una presa de tierra una masa de tierra en el agua de infiltración. Además de su peso que actúa verticalmente, hay la presión hidrostática que actúa en cierta dirección, así es que su peso efectivo tiene diferentes valores y actúa en diferentes direcciones. ¿Qué sucede con el agua que hay en la masa de tierra? Lo mismo que con la masa de tierra, su peso original actúa verticalmente, mientras que su peso efectivo no es necesariamente cero, sino que tiene diferentes valores y actúa en varias direcciones. Además, el agua de infiltración, como circula lentamente, transmite la presión hidrostática recibida así como su reacción en otra dirección. Esta acción es la misma para la tierra estancada que para el agua de infiltración, y pueden ser consideradas como un cuerpo al tratar los problemas de la presión hidrostática en el cuerpo de una presa de tierra.

Los resultados de este estudio nos demuestran que la acción de la presión de las aguas de infiltración en el cuerpo de una presa está regida por las leyes siguientes:

(1) Ya sean horizontales o inclinadas las superficies de iguales presiones hidrostáticas, ya sean o no paralelas, y cualquiera que sea la clase de superficies curvas que produzcan, la parte del cuerpo de la presa limitada por esas superficies es empujada perpendicularmente a la superficie bisectriz de esas superficies de iguales presiones, y cuya intensidad es la diferencia de sus presiones y cuya dirección va de la parte a alta presión hacia la parte a baja presión. En la memoria se da una definición de la superficie bisectriz aquí mencionada.

(2) Si el espacio de las superficies de iguales presiones hidrostáticas es demasiado pequeño en comparación con sus curvaturas, la presión hidrostática sobre la parte así limitada pueda considerarse que actúa de una parte a alta presión hacia otra parte a baja presión perpendicularmente a las superficies de iguales presiones hidrostáticas.

Las presas de tierra, por regla general, consisten de materiales pulverulentos o sin cohesión, y si una parte llega a ser inestable por cualquier causa, especialmente por la presión del agua, hay peligro de rotura. Por lo tanto, es importante hallar la estabilidad de cada una de las partes del cuerpo de la presa, que son empujadas a causa de la diferencia de presión de las aguas que se infiltran por delante y por detrás. Cuanto mayor es la diferencia de la presión hidrostática, o mayor la aglomeración de superficies de igual presión tanto mayor es la presión hidrostática que recibe. Por lo tanto es muy importante que la presa de tierra se construya de forma que las superficies de iguales presiones hidrostáticas se aglomeren en el lado de aguas arriba o alrededor del núcleo de arcilla, y que no se aglomeren en el lado de aguas abajo, especialmente cerca de la superficie inclinada, o lo que es aún mejor, construirlas de forma que no se extiendan hasta el paramento.

D22

QUESTION VII
MONONOBE, TAKATA
and MATUMURA
JAPAN

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

SEISMIC STABILITY OF THE EARTH DAM*

NAGAHO MONONOBE

Dr. Eng., Director, Research Office of Public Works, Home Department

AKIRA TAKATA

Engineer, Research Office of Public Works, Home Department

MAGODI MATUMURA

Engineer, Research Office of Public Works, Home Department

Japan

I. THEORETICAL CONSIDERATION

In contrast to dams of other types, earth dams are mostly built on comparatively soft foundations, hence they are subject to greater earthquake damages. Since the soil mechanics methods hitherto known are inadequate to calculate the periods of free vibration of dams, the magnitude of deformations due to earthquake, etc., the present authors have calculated the shearing vibration of dam bodies perpendicular to the axis of the dam, assuming the earthen embankments to have the same physical properties as elastic bodies.

In this paper the cross-section of the earth dam is assumed as an isosceles triangle and the density of the earth as uniform. As the base width of the dam is much greater than its height, the deformation due to shear is considerably larger than that due to bending. Therefore the shearing vibration only is here taken into consideration with the further assumption that the modulus of rigidity and the coefficient

**Stabilité sismique des barrages en terre.*
Erdbeben-Stabilität von Erddämmen.
Estabilidad sísmica de las presas de tierra.

of internal friction depend upon the depth. Notations used are as follows:

ξ=horizontal deformation due to shearing vibration.
G=modulus of rigidity of the earthen embankments.
ρ=mass of unit volume of the earthen embankments.
η=coefficient of internal friction of shearing strains of the earthen embankments.
H=height of the dam.
T=period of earthquake vibration.
T_o=period of free vibration of the dam.
t=time.

PERIOD OF FREE VIBRATION

Taking the vertex of the dam as the origin, the shearing vibration of the dam can be expressed in the following equation:

$$\frac{\partial^2\xi}{\partial t^2}=\frac{1}{\rho z}\frac{\partial}{\partial z}\left(zG\frac{\partial\xi}{\partial z}\right)+\frac{1}{\rho z}\frac{\partial}{\partial z}\left(z\eta\frac{\partial^2\xi}{\partial z\partial t}\right) \tag{1}$$

T_o can be obtained from the general solution of equation (1) and the boundary conditions. Using the mean value ρ and G of the whole height and neglecting the effect of the truncated top, as well as the variation of the modulus of rigidity with the depth and the internal friction, we have

$$T_o=2.61H\sqrt{\frac{\rho}{G}} \tag{2}$$

Experimental results show that the values of G of clay [1] and the Tokio loam [2] are assuredly below 200 kg/cm^2, and consequently there is a dangerous probability of the higher earth dams resonating with the earthquake.

DEFORMATION DUE TO EARTHQUAKE

The greatest danger at the time of an earthquake is expected to happen when the earth dams resonate with the vibration of the earthquake, with the result that the deformation of the dam bodies becomes theoretically so great, if the presence of internal friction be ignored, that they would collapse. But actually the deformation does not exceed a certain limit in accordance with the presence of the internal friction. Hence in discussing seismic stability it is necessary to establish the relation between deformation and internal friction when resonance occurs. Its process of calculation is, however, so tedious that only the results obtained are presented here.

Figure 1 shows a relation between the maximum deformation at the top of dams caused by the seismic motion, $d\cos pt$, and the amplitude of the base. Figure 1 (a) shows the case where G and η are independent of the depth, and (b) where G and η are proportional to the depth.

[1] *Karl Terzaghi: "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage" 1925.*
[2] *Akira Takata: Study on Physical Properties of Tokio Loam, Sept. 20, 1931. The Research Office of Public Works, Home Department of Japan.*

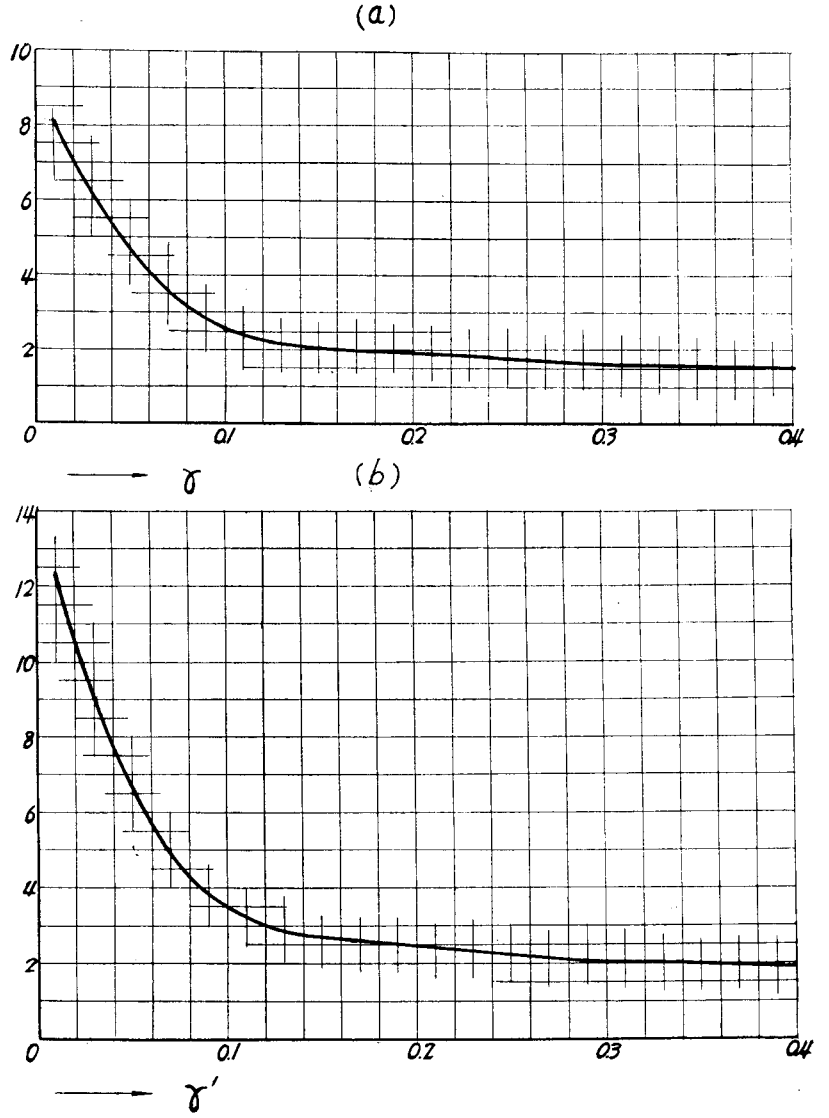


FIGURE 1.

$$\gamma = \frac{\eta}{G}\frac{\eta}{\rho}\frac{5.783}{4H^2} \qquad \gamma' = \frac{\eta_o^2}{4\rho G_o H}\left(\frac{3.8317}{2}\right)^2$$

SEISMIC FORCE ON EARTH DAM

Since the seismic force acting on the dam body can be obtained from its deformations, the seismic stability of earth dams can be calculated in the same way as in the cases of ordinary structures. The deflection curve of earth dams due to earthquake is shown in

figure 2. But in the actual earth dams the modulus of rigidity should be expressed by $G=\alpha+\beta z$ and the deformation is found between two curves a and b in figure 2, and the deflection curve of the earth dams may be regarded as a straight line for the first approximation. It follows therefore that the maximum acceleration α acting on the dam can be expressed by the equation

$$\alpha=\alpha_0\left(1+\frac{d_0-d}{d}\frac{H-z}{H}\right) \tag{3}$$

where $\alpha_0=\frac{4\pi^2 d}{T^2}$ . . . maximum acceleration of the seismic motion and d_0 . . . maximum deformation of the top.

From figure 1 and equation (3) we obtain $\alpha_h/\alpha_0=2.6$ when $\gamma=0.1$, and $\alpha_h/\alpha_0=3.5$ when $\gamma'=0.1$. We have found that under the worst

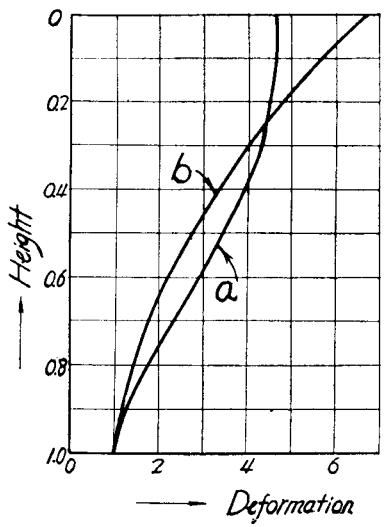


FIGURE 2.

conditions it is probable that the acceleration at the top of ordinary earth dams may reach several times that at the base.

II. EXPERIMENTAL CONSIDERATION

In order to ascertain to what extent the theoretical results are reliable, experiments have been conducted with model dams, and the calculated values are compared with those obtained from observations. Agar-agar and sandy clay were used for materials. The models were placed on a shaking table, and a certain vibration was given. The displacement at the top was measured by an optical method and the displacement at various points were recorded by motion pictures simultaneously.

Model of agar-agar: The size of the model was 20.1 cm high, 98 cm wide at the base, and 19.5 cm at the top. The modulus of rigidity

TABLE I

	Shaking table		Deformation of top of dam			
	Amplitude	Period	Observed value	Calculated value	Difference	Percent
	Mm	*Sec.*	*Mm*	*Mm*	*Mm*	
1	10	0. 731	10. 69	10. 66	0. 03	0
2	10	. 587	11. 07	11. 06	. 01	0
3	8	. 490	9. 29	9. 26	. 03	0
4	7	. 422	8. 65	8. 55	. 10	1
5	7	. 447	8. 40	8. 36	. 04	0
6	5	. 326	7. 15	7. 10	. 05	1
7	2. 5	. 264	4. 44	4. 40	. 04	1
8	1	. 213	2. 77	2. 69	. 08	3

and the density of the material were calculated by measuring the period of free vibration. Table I shows the calculated and observed values of displacement at the top of the model.

The difference of the calculated and observed values at the points of the central axis of dams is less than that of the top, and the maxi-

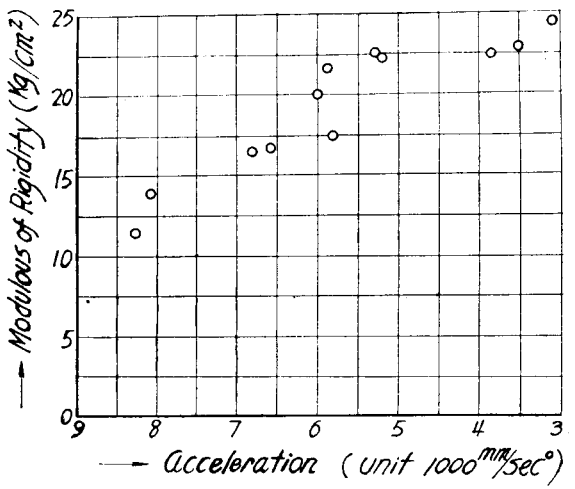


FIGURE 3.

mum difference at the same level of dams does not exceed 10 percent. We would conclude, therefore, that the calculated results are approximately correct from the results of the agar-agar model experiment.

Model of sandy clay: Size of the model was 26.3 cm high, 98 cm wide at base, and a trapezoid of 1.3 cm in height with a truncated top; specific gravity of soil was 2.45 and water content 45.3 percent. Since the period of free vibration could not be measured, deformation of the top was measured, and the modulus of rigidity was calculated theoretically. Its relation with the acceleration of the shaking table is shown in figure 3.

As shown in figure 3, when the acceleration becomes smaller, the values of the modulus of rigidity tend to become uniform. The

water content of the soil used in this experiment being comparatively small, its physical properties seem to resemble those of sand.

III. Seismic Prospecting on Four Existing Dams

It is desirable to bring to light to what extent the earth dam may be regarded as an elastic body. However, the best method of conducting such an investigation, and how the results so obtained should be treated, naturally depend upon the objectives sought. One of the present authors has ascertained the elastic property of the existing dams by measuring the velocity of the propagating waves artificially caused.

The electric seismograph, used in this seismic prospecting, was especially devised for the purpose of recording the vibrations felt by six detectors on a 70-mm film by means of a seven-element oscillograph, the time record being marked for each 0.01 second. The vibration was caused by dropping a monkey of 20 or 100 kg from a height of about 0.5 m, and three or six detectors were placed at 10 meters apart on the same horizontal plane with the place where vibration was caused. The detectors were placed in holes about 0.3 m below the surface by digging and removing the lawn. Since the object of the measurement was to obtain the propagation velocity of the horizontal and vertical components of longitudinal waves, places where influence of reflected waves are likely to occur were avoided, and measurements were taken chiefly at the middle parts of the dams.

Four dams in which seismic prospecting was carried out were the Ôno, Yamaguchi, the Upper and Lower Murayama dams; and Messrs. M. Ono, S. Kambara, and S. Abe gave accounts of these dams in the papers read at the First Congress on Large Dams. From the soil mechanics point of view, these are regarded as being constructed of the same materials and rolling execution. The great Kanto earthquake of September 1, 1923, caused cracks near the crest of the Ôno and Lower Murayama dams running parallel to the dam axes.

The measurements of the propagation velocity of longitudinal waves in the dams were taken several times, and by assuming that the dam is an elastic body, and the density of materials comprising the body 1.8, which was an average value of the laboratory study, and Poisson's ratio 0.25, the modulus of ridigity was calculated. Table II shows a portion of the results obtained. In order to simplify the matter, readings were taken at the crest, and on the slope, 5 m below, 10 m or 15 m below the crest.

Table II.—*Modulus of rigidity of dams measured by seismic prospecting*

Dam	Year constructed	Maximum height	Length of crest	Modulus of rigidity	
				Crest or near	Down slope
		M	*M*	*Kg/cm²*	*Kg/cm²*
Ôno	1912–14	37	260	50	140
Yamaguchi	1930–33	32. 7	690	140	160
Upper Murayama	1917–19	24. 2	381	200	180
Lower Murayama	1916–19	30. 2	587	240	270

The three dams, Yamaguchi, Upper and Lower Murayama, are not far apart, and in all of them the materials used and the methods of construction employed may be regarded as practically the same; the only difference in the dams is the date of their construction, and the use of the crest of the Upper Murayama as a highway. According to the table the value of the modulus of rigidity of down slopes of the oldest dam is higher than that of the newer ones, hence it is probable that the property known as compactness increases as the earth dam becomes older. The fact that the crest of the Upper Murayama dam is used as a highway accounts for the higher value of G of the crest than that of the down slope.

IV. Conclusion

From the experimental observation and the seismic prospecting, the earth dams of loam and sandy clay may be regarded as possessing physical properties similar to those of the elastic body. The following conclusions can be formulated:

1. The earth dam, the materials of which have a low modulus of rigidity, is in danger of resonating with the seismic motion in case of earthquake. To assure its seismic stability, therefore, it is advisable to increase the modulus of rigidity of the materials. In designing a masonry dam in Japan, it has been heretofore assumed that the same degree of seismic force affects both the top and the base; this assumption is now ascertained to be correct by theoretical calculation.
2. The results of seismic prospecting show that the modulus of rigidity of the embankments of four dams is somewhat less than 300 kg/cm^2. Hence these dams with a height of about 30 m are in danger of resonating with the seismic motion when the latter has a period of some 0.6 second.
3. When the earth dam is constructed of materials having a low modulus of rigidity, its top would be subject to a seismic force two to three times stronger than its base.
4. When the core wall has an excessively greater modulus of rigidity than that of the surrounding soil (in such a case as one constructed of reinforced concrete), there is a danger that it may be more strongly affected by the seismic force than would be the earthen embankment.

SUMMARY

With a view to studying the seismic stability of earth dams, the period of free vibration and the magnitude of the seismic force exerted at various points in accord with the seismic vibration were theoretically estimated, on the assumption that an earth dam may break under vibrations along shearing lines.

The experimental investigation with an agar-agar model of a dam justified the result of theoretical study, while the experiments with a sandy clay model did not give satisfactory results due to the small size of model.

In view of the seismic stability of earth dams depending largely upon the modulus of rigidity of embankments, the moduli of rigidity were determined by seismic prospecting on four existing earth dams.

80645 38 —29

The results are summarized as follows:

1. The earth dam whose materials have a low modulus of rigidity is in a danger of resonating with the seismic motion in the case of earthquake. To assure its seismic stability therefore it is advisable to increase the modulus of rigidity of materials. In designing a masonry dam in Japan, it has been heretofore assumed that the same degree of seismic force affects both the top and the base; this assumption is now ascertained to be correct by theoretical calculation.

2. The results of seismic prospecting show that the modulus of rigidity of the embankments of four dams is somewhat less than 300 kg/cm^2. Hence these dams with height of about 30 m are in danger of resonating with the seismic motion when the latter has a period of some 0.6 second.

3. When the earth dam is constructed of materials having a low modulus of rigidity, its top would be subject to a seismic force two to three times stronger than its base.

4. When the core wall has an excessively greater modulus of rigidity than that of the surrounding soil (in such a case as one constructed of reinforced concrete) there is a danger that it may be more strongly affected by the seismic force than would be the earthen embankment.

RESUME

En vue d'étudier la stabilité sismique des barrages en terre, on a calculé théoriquement la période de libre vibration et la grandeur de la force sismique agissant sur les différents points en fonction de la vibration sismique, en supposant que le barrage en terre soit sensible aux vibrations suivant la ligne de cisaillement.

La recherche expérimentale sur un modèle en agar-agar a justifié le résultat de l'étude théorique, tandis que les expériences exécutées sur un modèle en argile sablonneuse n'ont pas donné de résultats satisfaisants, en raison de ce que le modèle était de trop petite dimension.

Etant donné que la stabilité sismique des barrages en terre dépend dans une large mesure du module de rigidité des remblais, les modules de rigidité ont été déterminés par la prospection sismique faite sur quatre barrages en terre existants.

Les résultats peuvent être résumés comme suit:

(1) Le barrage en terre dont les matériaux ont un module de rigidité faible, risque d'entrer en résonance avec le mouvement sismique, en cas de tremblement de terre. Pour assurer sa stabilité sismique, il est par suite recommandé d'augmenter le module de rigidité des matériaux.

Lors de l'établissement des plans des barrages en maçonnerie au Japon, il a été admis, précédemment, que la force sismique affecte au même dégré le sommet et la base; cette supposition a été démontrée exacte par les calculs théoriques.

(2) Les résultats de la prospection sismique montrent que le module de rigidité des remblais de quatre barrages est un peu inférieur à 300 kg/cm^2. De là, il résulte que ces barrages dont la hauteur est d'environ 30 m risquent de résonner avec le mouvement sismique lorsque celui-ci a une période de quelque 0,6 sec.

(3) Lorsque le barrage en terre est construit avec des matériaux ayant un module de rigidité faible, le sommet ressent la force sismique deux ou trois fois plus fortement que la base.

(4) Lorsque le noyau a un module de rigidité considérablement plus élevé que celui du sol environnant, comme c'est le cas lorsqu'il est construit en béton armé, il y a danger qu'il soit plus fortement affecté par la force sismique que les remblais en terre.

ZUSAMMENFASSUNG

Zur Erforschung der Stabilität von Erddämmen gegen Erdbeben ist die Zeitdauer der freien Erschütterung und die Grösse der auf die verschiedenen Punkte wirkenden Erdbebenkraft theoretisch abgeschätzt worden, unter der Annahme, dass ein Erddamm unter dem Einfluss der Erschütterung Schubkräften unterliegt.

Die experimentelle Untersuchung an einem Agar-Agar Modelldamm hat das Ergebnis des theoretischen Studiums bestätigt, während die Versuche mit einem Modell aus sandigem Ton wegen der kleinen Grösse des Modells keine befriedigenden Resultate ergaben.

Da die Erdbeben-Stabilität stark abhängig von dem Schubelastizitätsmodul der Eindämmung des Erddammes ist, wurde der Schubelastizitätsmodul durch die Erdbeben-Vermessungsmethode von vier bestehenden Erddämmen festgestellt.

Die Ergebnisse sind im Folgenden kurz zusammengefasst:

(1) Der Erddamm, dessen Materialien einen niedrigen Schubelastizitätsmodul haben, läuft Gefahr, einer Resonanzerschütterung im Falle eines Erdbebens ausgesetzt zu sein. Um seine Stabilität gegen Erdbeben zu sichern, ist es daher ratsam, den Schubelastizitätsmodul der Materialien zu erhöhen. Beim Entwurf eines Bruchsteinmauerwerk-Staudammes in Japan hat man früher angenommen, dass die Erdbebenkraft die Krone und den Untergrund in gleichem Masse beeinflusst. Diese Annahme ist jetzt durch theoretische Berechnungen als richtig festgestellt.

(2) Die Erdbeben-Vermessungsmethode zeigt, dass der Schubelastizitätsmodul der Eindämmung der vier Dämme etwas geringer ist als 300 kg/cm^2. Daher bieten diese Dämme von einer Höhe von ca. 30 m die Gefahr einer Resonanzerschütterung mit der Erdbebenbewegung, wenn sie eine Zeitdauer von etwa 0.6 Sek. hat.

(3) Wenn ein Erddamm aus Materialien mit einem niedrigen Schubelastizitätsmodul gebaut ist, würde seine Krone die Erdbebenkraft zwei- oder dreimal so stark wie sein Untergrund empfinden.

(4) Hat die Kernmauer einen weit grösseren Schubelastizitätsmodul als die des umgebenden Erdbodens, im Falle, dass sie aus Eisenbeton gebaut ist, so besteht die Gefahr, dass sie der Erdbebenkraft in stärkerem Masse unterliegt als die Erdeindämmung.

RESUMEN

Con el fin de estudiar la estabilidad sísmica de las presas de tierra, se calculó teóricamente el período de vibración libre y la magnitud de la fuerza sísmica ejercida en varios puntos en función de la vibración sísmica, suponiendo que la presa de tierra sea susceptible a las vibraciones que siguen la líneas de cortadura.

La investigación experimental hecha en un modelo de agar-agar ha justificado el resultado del estudio teórico, mientras que los experimentos en un modelo de arcilla arenosa no han dado resultados satisfactorios, porque el modelo era de un tamaño demasiado pequeño.

En vista de que la estabilidad sísmica de las presas de tierra depende en gran parte del módulo de rigidez de los terraplenes, se determinaron los módulos de rigidez por medio de reconocimientos sísmicos en cuatro presas de tierra existentes.

Los resultados pueden resumirse como sigue:

1. La presa de tierra cuyos materiales tienen un módulo de rigidez pequeño, corre el peligro de entrar en resonancia con el movimiento sísmico, en caso de un temblor de tierra. Para asegurar su estabilidad sísmica, por lo tanto, es conveniente aumentar el módulo de rigidez de los materiales. Al hacer el proyecto de una presa de mampostería en el Japón, hasta ahora, se ha asumido que la fuerza sísmica afecta en el mismo grado la coronación y la base; y por medio de los cálculos teóricos se ha demostrado que esta suposición es exacta.

2. Los resultados del reconocimiento sísmico muestran que el módulo de rigidez de los terraplenes de cuatro presas es un poco inferior a 300 kg/cm^2. Por lo tanto, resulta que las presas cuya altura es de unos 30 m corren el peligro de resonar con el movimiento sísmico, cuando éste tiene un período de unos 0,6 segundos.

3. Cuando la presa de tierra se construye con materiales que tienen un módulo de rigidez bajo, su coronación siente la fuerza sísmica dos o tres veces más fuertemente que su base.

4. Cuando el núcleo tiene un módulo de rigidez considerablemente más elevado que el terreno circundante, como sucede cuando se construye de hormigón armado, hay el peligro de que sea más fuertemente afectado por la fuerza sísmica que los terraplenes.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS*

WOLMAR FELLENIUS

Professor in Hydraulic Structures at the Royal Technical University, Stockholm; Lieutenant Colonel in the Royal Corps of Engineers

Sweden

To the first Congress on Large Dams, held in Stockholm in 1933, the writer contributed a paper on question IIa, viz: Research Methods for Ascertaining Whether a Given Material is Suitable for Use in the Construction of an Earth Dam (Report No. 23). As the question was not formulated to include calculations on the stability of dams, the writer confined himself to the observation that such calculations were often founded upon the basis of curved sliding surfaces, and a reference to a published work of his (1926–27) concerning such calculations.[1]

As some other reports submitted to the same Congress dealt more fully with calculations, the ensuing discussion on question IIa was diverted from the research methods of the materials to the subject of calculations, and in the first of the resolutions on this question the Congress requested that questions concerning the calculation of the stability of earth dams should be accorded special attention in the discussions at a forthcoming session.

Notwithstanding that some discussion took place at the first Congress concerning calculations, the writer considers it advisable to refer here to some of the fundamental principles presented in the aforementioned work.[1]

**Calculs de stabilité des barrages en terre.*
Berechnung der Stabilität von Erddämmen.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

[1] *Fellenius, W.: Jordstatiska beräkningar med friktion och kohesion för cirkulärcylindriska glidytor. Kungl. Väg- och Vattenbyggnadskårens 75-årsskrift p. 79–127. Stockholm 1926. Translated to German: Erdstatische Berechnungen mit Reibung and Kohäsion (adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin 1927. (Earth statical calculations with friction and cohesion and upon supposition of circular cylindrical sliding surfaces.)*

All calculations concerning stability are founded on the assumption that the sliding surfaces are circular-cylindrical. The forces working in these sliding surfaces are assumed to be cohesion alone—the tangential force independent of the normal pressure—or combined cohesion and friction.

In the latter case we have the Coulomb equation

$$T=k+fN; \tag{1}$$

where

T=the tangential sliding force per unit of the sliding surface;
k=the cohesion per unit of the sliding surface;
f=the friction coefficient ($=\mathrm{tg}\varphi$; φ being the angle of internal friction);
N=the normal pressure per unit of the surface.

The first case—pure cohesion—is a special instance of the latter, with $f=0$.

Calculations generally have for their object the determination of the properties of earth necessary for equilibrium in different given sliding surfaces. That sliding surface which needs the greatest cohesion plus the greatest angle of friction for equilibrium is the most dangerous of all, and the degree of security varies as to the ratio of the existing to the needed strength of the earth.

I. Pure Cohesion Earth

In the case where only cohesion exists in the earth the calculations are very much simplified. The equation of equilibrium for the turning movements round the axis of the cylindrical sliding surface ADC is (see fig. 1):

$$Pa=k\ s\ r \tag{2}$$

and

$$k=\frac{Pa}{sr} \tag{3}$$

where (see fig. 1):

k=the needed cohesion per unit of the sliding surface;
P=the weight of the mass of earth over the sliding surface per unit of length (of the axis);
a=the horizontal distance between the axis (M) of the sliding surface and the centre of gravity (E) of the mass of earth over the sliding surface;
r=the radius of the sliding surface;
s=the length of the sliding surface (the curve ADC);

(See Fellenius, W.: Kaj- och jordskreden i Göteborg (Quay- and landslides in Gothenburg), Teknisk Tidskrift 1918, V. U. n. 2, p. 17–19, Stockholm 1918.)

For a plane slope the calculation can be worked out numerically and, only with respect to sliding surfaces passing through the foot point of the slope, the needed cohesion in a homogeneous earth may be expressed by:

$$k=\frac{\gamma h}{4}c; \tag{4}$$

where

γ=the unit weight of the earth;

h=the height of the slope (=the difference in height between the horizontal planes limiting the slope).

c=a factor of cohesion that is a somewhat complicated trigonometrical expression (ϕ (θ, α, ω) on fig. 2), the value of which is arrived at by trial for different angles of slope, θ.

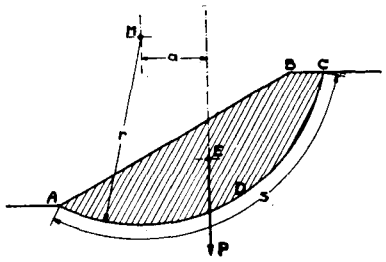


FIGURE 1.—**Stability of slope for cohesion alone for curved sliding surface through the toe of the slope.** — Stabilité du talus, cohésion simple, surface cylindrique de glissement traversant la base du talus. — Stabilität einer Böschung, nur Kohäsion, krumme Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Estabilidad del talud, cohesión simple, superficie cilíndrica de deslizamiento que atraviesa la base del talud.

The permissible cohesion, k, being given, the possible height, h, of the slope at different angles of slope is obtained from (4):

$$h=\frac{4k}{\gamma}\cdot\frac{1}{c} \tag{5}$$

On figure 2 the factor of cohesion, c, is shown by a full-drawn line for different angles of slope. The left part of this line (for $\theta<10°$)

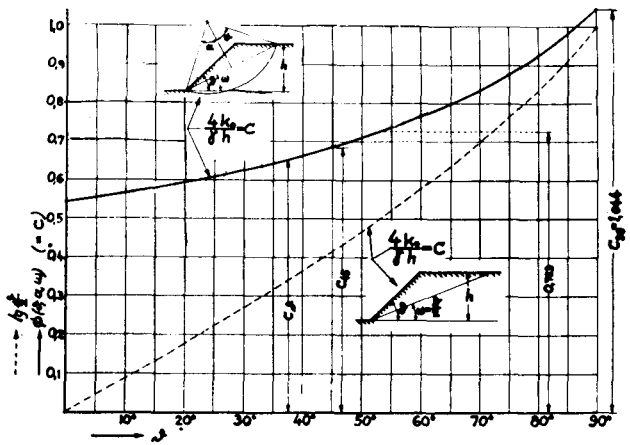


FIGURE 2.—**Diagram showing the factor of cohesion at different angles of slope: Pure cohesion, sliding surface passing through the toe of the slope.** — Diagramme indiquant le facteur de cohésion à des angles différents de pente; cohésion simple, surface de glissement traversant la base du talus. — Diagramm der Grösse des Kohäsionsfaktors bei verschiedenen Böschungswinkeln, nur Kohäsion, Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Diagrama indicando el factor de cohesión en diferentes ángulos de la inclinación: Cohesión simple, superficie de deslizamiento que atraviesa la base del talud.

has here been adjusted in accordance with an observation recently made to the writer by Mr. Ohde, Berlin. On the same figure the corresponding factor of cohesion, based upon calculations assuming plane sliding surfaces $\left(c=\operatorname{tg}\frac{\theta}{2}\right)$ is shown by a dotted line.

The difference between the results of the two methods of calculation is clearly shown in this figure. One sees that the factor of cohesion is always greater for curved than for plane sliding surfaces. The increase for a vertical wall ($\theta=90°$) is 4.4 percent, but this rapidly increases at diminishing angle of slope, and is for slope 1 : 1 ($\theta=45°$) about 65 percent, and for slope 1 : 2 ($\theta=26°34'$) about 160 percent.

If, for example, one wishes to know the possible height of a slope in $\theta=30°$ and the earth has a given unit weight $\gamma=1.6$ t/m^3 and a cohesion $k=1.5$ t/m^2, one obtains as $c_{30}=0.62$ (from fig. 2) the following height:

$$h=\frac{4\cdot 1.5}{1.6}\cdot\frac{1}{0.62}=\sim 6 \text{ m}$$

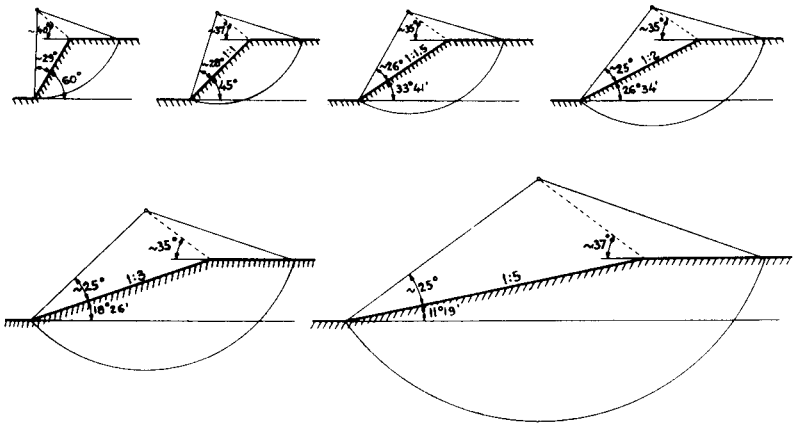


FIGURE 3.—**Most dangerous curved sliding surfaces passing through the toe of the slope at different angles of slope; pure cohesion.** — Les plus dangereuses surfaces cylindriques de glissement traversant la base du talus à des angles de pente différents; cohésion simple. — Gefährlichste krumme Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung bei einigen verschiedenen Böschungswinkeln; nur Kohäsion. — Las superficies cilíndricas de deslizamiento más peligrosas que atraviesan la base del talud en diferentes ángulos de inclinación; cohesión simple.

On figure 3 the most dangerous circular-cylindrical sliding surfaces, drawn through the toe of the slope, are shown for the following slopes:

$\sqrt{3}$: 1 (60°); 1 : 1 (45°); 1 : 1.5 (33°41′);
1 : 2 (26°34′); 1 : 3 (18°26′); and 1 : 5 (11°19′).

It will be found, in nearly all these cases, that the sliding surfaces project below the horizontal plane through the toe of the slope. Naturally, entirely homogeneous material has here been assumed, and the results are therefore not valid in those most common cases where the ground on which the dam rests differs in character from the dam fill. In such cases one must determine (1) the most dangerous sliding surface that does not touch the underlying ground, and (2) the most dangerous of the sliding surfaces that pass through both the dam fill and the underlying ground, and then try to ascertain which of these two is the more dangerous.

Still more dangerous sliding surfaces may—if the underlying ground is of similar or of looser material than the dam fill—be drawn through points beyond the toe of the slope. (See fig. 4.)

It has been shown that in a homogeneous, pure cohesion material, the most dangerous sliding surface at angles of slope less than

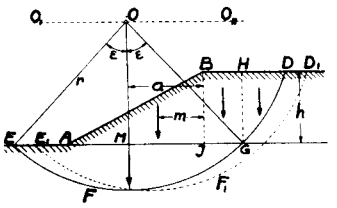


FIGURE 4.—**Stability of slope; pure cohesion, curved sliding surfaces passing outside the toe of the slope.** — Stabilité du talus; cohésion simple, surfaces cylindriques de glissement traversant des points en dehors de la base du talus. — Stabilität einer Böschung, nur Kohäsion, krumme Gleitfläche ausserhalb des Fusspunktes der Böschung. — Estabilidad del talud; cohesión simple, superficies cilíndricas de deslizamiento que atraviesan puntos fuera de la base del talud.

$\theta = 53°$ theoretically is situated in infinity, that is, as deep as possible, and has a center angle $= \sim 133\frac{1}{2}° = \sim 1\frac{1}{2}$ right angle.

The cohesion corresponding to this is:

$$k = \frac{\gamma h}{4} \sin 133°34' = \frac{\gamma h}{4} 0.723 \tag{6}$$

From this, for a given cohesion, k, a limit value is obtained of the possible height of the slope:

$$h = \frac{k}{0.18\gamma} \tag{7}$$

II. Friction and Cohesion Combined

In this case the calculations for curved sliding surfaces are very complicated and can scarcely be carried out otherwise than graphically. One may write approximately—especially at small angles of slope—(see fig. 1 and (1) and (2)):

$$Pa \cong (ks + fP)r \tag{8}$$

but often this approximation is not sufficiently close to be permissible for other than preliminary calculations.

The graphic calculation is shown on figure 5. The method is as follows:

The mass of earth over the supposed sliding surface is divided into vertical elements, having weights P_1, P_2, P_3, etc. The forces of cohesion acting at the sliding surface K_1, K_2, K_3, etc., are calculated upon a certain assumption of the amount of the working or permissible cohesion. With the P and K forces a continuous force polygon is drawn. Assuming that the other forces acting at the sliding surface have directions at all points making the angle of friction with the normal to the sliding surface at corresponding places and, therefore, are tangents to a circle having the same center as the sliding surface and a radius $= \sin\varphi \times$ [the radius of the sliding surface], a plan of forces and a corresponding line polygon is then drawn.

The loci and the directions of the forces working in the surfaces between the different elements are not previously known, but in

drawing the plan of forces and the line polygon one may, within given limits, make certain assumptions concerning them. If the calculation is based upon reasonably similar assumptions it will not influence the result to any great extent.

In the case of equilibrium, the line polygon must be reasonably situated and the force polygon must close itself. Should the force polygon not close itself, new drawings must be made and the originally assumed values of φ or k, or both, must be changed until equilibrium is obtained.

In order to determine the premises for equilibrium of a given slope, one can either assume that the cohesion is known and seek the angle

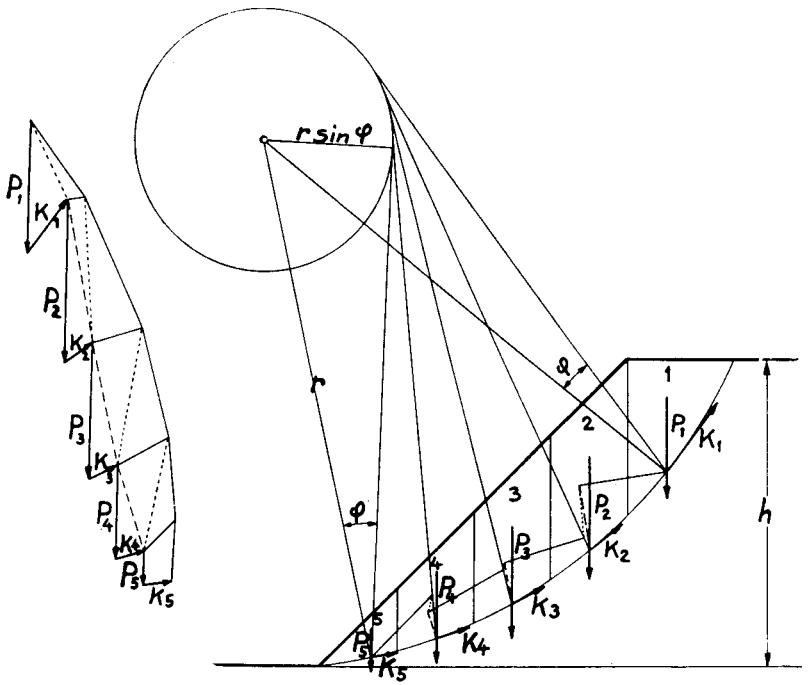


FIGURE 5.—**Stability of slope; friction and cohesion, curved sliding surface through the toe of the slope.** — Stabilité du talus, frottement et cohésion, surfaces cylindriques de glissement traversant la base du talus. — Stabilität einer Böschung; Reibung und Kohäsion, krumme Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Estabilidad del talud, rozamiento y cohesión, superficies cilíndricas de deslizamiento que atraviesan la base del talud.

of friction necessary for equilibrium, or that the angle of friction is known and seek the amount of cohesion necessary for equilibrium. This generally gives an infinite number of combinations and possibilities.

With the object of subjecting the problem to a systematic investigation and of obtaining a general result, the writer has chosen certain slopes and has treated them according to the following method. This is founded on the fact that the constructions at a certain angle of slope in slopes of different heights are exactly uniform, if one assumes

values of cohesion proportional to the corresponding heights of the slopes. In all the cases considered herein it is assumed that the slope is just in equilibrium.

For a certain angle of slope, one must first assume that the earth material is a purely cohesive, and calculate the corresponding value of the cohesion k_o, necessary for equilibrium. k_o is calculated as in the preceding chapter (fig. 2 and (4)):

$$k_o = \frac{\gamma h}{4} c \tag{9}$$

(valid for a circular-cylindrical sliding surface through the toe of the slope).

The next step is to try to find, for the same slope, the most dangerous sliding surfaces for the cohesion $= 0.75\ k_o$, $0.50\ k_o$ and $0.25\ k_o$ and to determine at the same time the corresponding values of the angle of friction, $\varphi_{0.75}$, $\varphi_{0.50}$ and $\varphi_{0.25}$ just necessary to assure the equi-

6.

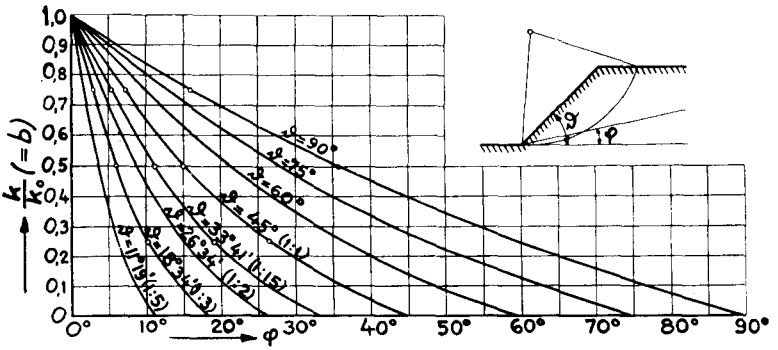


FIGURE 6.—**Diagram showing the connection between angle of slope, angle of friction and the relative value of cohesion; curved sliding surface through the toe of the slope.** — Diagramme démontrant le rapport entre l'angle de pente, l'angle de frottement et la valeur correspondante de cohésion; surfaces cylindriques de glissement traversant la base du talus. — Diagramm des Zusammanhanges zwischen Böschungswinkel, Reibungswinkel und Relativwert der Kohäsion; krumme Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Diagrama demostrando la relación entre el ángulo de inclinación, el ángulo de rozamiento y el valor de cohesión correspondiente; superficies cilíndricas de deslizamiento que atraviesan la base del talud.

librium of the slope. How this is done is shown in figure 5. For a certain value of k, that sliding surface is the most dangerous which needs the greatest angle of friction.

If one draws a curve for the greatest values of friction obtained, $\varphi_{1.00} = 0$, $\varphi_{0.75}$, $\varphi_{0.50}$, and $\varphi_{0.25}$ as abscissas, and the corresponding relative values of cohesion, 1.00, 0.75, 0.50, and 0.25, as ordinates, this curve will be typical for the angle of slope in question. Owing to the uniformity already mentioned, this curve is evidently quite independent of the height of the slope and of the gravity of the earth and is valid for any slope of the chosen angle which is just in equilibrium.

Figure 6 illustrates some curves obtained in this way for different angles of slope.

Figure 7 shows the loci of the centers of some of the different sliding surfaces, varying according to changes of angle of slope and of relative value of cohesion. In this figure the toe of the slopes, A, is assumed to remain fixed. The center loci radiate from the centers of the most dangerous sliding surfaces in case of pure cohesion. These sliding surfaces are drawn in the figure. These curves of center loci are asymptotical to the normals to the slopes at their middle points. For $k=0$, that is, pure friction earth, the most dangerous sliding surface evidently is plane and lies in the slope itself, that is $\varphi=\theta$

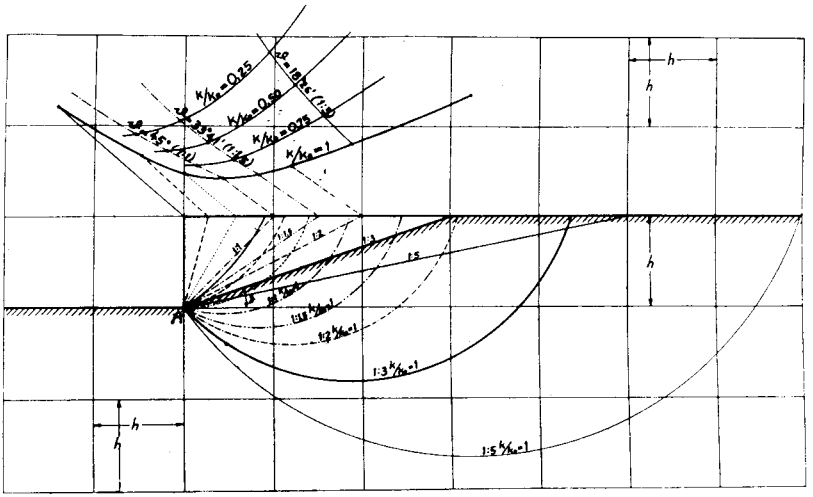


FIGURE 7.—**Centers of the sliding surfaces at different angles of slope and different relative values of cohesion; sliding surfaces passing through the toe of the slope.** — Les centres des surfaces de glissement à des angles de pente différents et des valeurs de cohésion différentes correspondantes; surfaces de glissement traversant la base du talus. — Die Mittelpunktlagen der Gleitfläche bei verschiedenen Böschungswinkeln und verschiedenen Relativwerten der Kohäsion; Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung. — Centros de las superficies de deslizamiento en diferentes ángulos de inclinación y de los diferentes valores de cohesión correspondientes; superficies de deslizamiento que atraviesan la base del talud.

Figure 8 shows for the slope 1 : 3 the loci of the different sliding surfaces intersecting the toe of the slope for the relative values of cohesion: 1, 0.75, 0.50, 0.25, and 0, and the coordinates of the corresponding centers of the sliding surfaces.

We now return to figure 6, in order to show the use of the drawn curves for the calculations of different cases. If in a given case, the angle of friction, φ, and the height, h, up to which the earth is just standing in the angle of slope, θ, are known, and the value of the cohesion of that earth must be ascertained, the proportion between the desired value of cohesion and the value of k_o, valid for the case in question, may be obtained from the corresponding θ curve in figure 6 and from the known value of φ.

Ex. $\varphi=10°$; $h=10$ m; $\theta=33°41'$; $\gamma=1.6$ t/m^3.
From (9) and figure 2 one obtains:

$$k_o=\frac{1.6\cdot 10}{4}\,0.636=2.54$$

and from figure 6:

$$k:k_o=0.54\;\therefore k=0.54\cdot 2.54=1.37\text{ t/m}^2$$

If, however, φ is not known, but it is known that the earth is standing at the angles of slope$=\theta_1$, and θ_2, up to the respective heights h_1

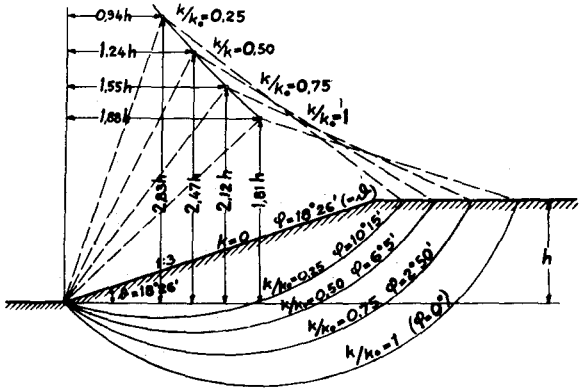


FIGURE 8.—**Displacement of the sliding surface by changing the relative value of cohesion (slope 1:3); sliding surfaces passing through the toe of the slope.** — Le déplacement de la surface de glissement par changement de la valeur de cohésion correspondante (pente 1:3); surfaces de glissement traversant la base du talus. — Die Verschiebung der Gleitfläche bei Veränderung des Relativwertes der Kohäsion (Böschung 1:3); Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung. — Desplazamiento de la superficie de deslizamiento al cambiar el valor de cohesión correspondiente (inclinación 1:3); superficies de deslizamiento que atraviesan la base del talud.

and h_2, the maximum height h_3 at the angle of slope θ_3 may be ascertained in the following manner:

From figure 2 are obtained for θ_1, θ_2, and θ_3 the values of $\frac{4k_o}{\gamma h}=c_1$, c_2, and c_3;

$$\therefore k_{o_1}=\frac{\gamma h_1}{4}c_1;\; k_{o_2}=\frac{\gamma h_2}{4}c_2 \text{ and } k_{o_3}=\frac{\gamma h_3}{4}c_3 \tag{10}$$

In figure 6 the θ_1, θ_2, and θ_3 curves may now be sought or drawn by interpolation. If, now, the unknown value of φ the still unknown ordinates of the θ_1, θ_2, and θ_3 curves are named b_1, b_2 *and* b_3, the cohesion of the earth is evidently:

$$k=b_1k_{o_1}=b_2k_{o_2}=b_3k_{o_3} \tag{11}$$

from which, as a beginning, with the aid of (10) one obtains:

$$\frac{b_1}{b_2}=\frac{k_{o_2}}{k_{o_1}}=\frac{h_2c_2}{h_1c_1} \text{ and } b_1=\frac{h_2c_2}{h_1c_1}b_2 \tag{12}$$

If now, in figure 6, in the vicinity of the place where φ can be supposed to be located, an aid curve is drawn the ordinates of which

at every point have the relation to the corresponding ordinates of the θ_2 curve$=h_2c_2 : h_1c_1$ this curve will evidently cross the θ_1 curve at the desired φ value, and the ordinate of the crossing point will be$=b_1$. By drawing this ordinate line, b_2 and b_3 are obtained as the ordinates for the intersection of that line and the θ_2 and θ_3 curves.

From (11) and (10) are obtained:

$$\frac{b_3}{b_1}=\frac{h_1\,c_1}{h_3\,c_3},$$

and from this the desired height,

$$h_3=\frac{b_1c_1}{b_3c_3}h_1$$

(b_1, b_3, c_1, and c_3 now being known).

It is certainly possible to determine the greatest angle of slope, θ_3, that can be reached at a given height, h_3, in the same way, but it will

9.

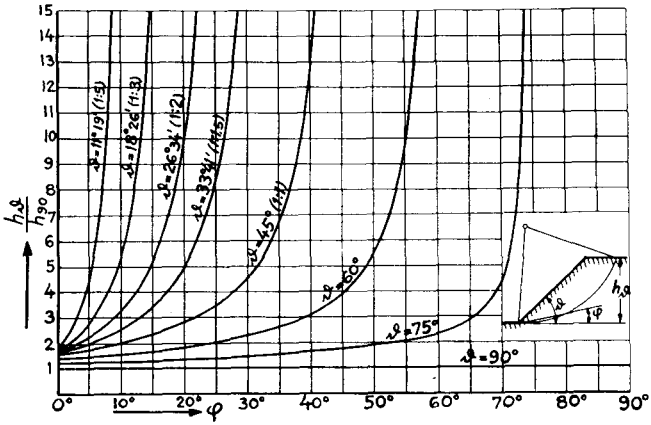


FIGURE 9.—**Diagram showing the relation between permissible heights of the slope for different angles of slope, θ, and for a vertical slope; friction and cohesion combined; circular-cylindrical sliding surface intersecting the toe of the slope.** — Diagramme démontrant le rapport entre les hauteurs de talus tolérées pour de divers angles de pente, θ, et pour le talus vertical; combinaison de cohésion et de frottement, surface cylindrique circulaire de glissement traversant la base du talus. — Diagramm des Zusammenhanges zwischen möglichen Böschungshöhen bei verschiedenen Böschungswinkeln, θ, und bei senkrechter Wand unter Annahme zusammenwirkender Reibung und Kohäsion nebst kreiszylindrischer Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Diagrama mostrando la relación entre las alturas de los taludes permitidas para diversos ángulos de inclinación, θ, y para el talud vertical; combinación de cohesión y de rozamiento, superficie cilíndrica circular de deslizamiento que atraviesa la base del talud.

require many tests involving a great expenditure of time. For this reason, in figure 9 a diagram has been plotted over the proportion $h\theta : h_{90}$ for different angles of slope, θ, as this proportion has been calculated upon the assumption of circular-cylindrical sliding surfaces intersecting the toe of the slope.

The ordinates in this diagram have been calculated by the aid of figure 2 and figure 6 in the following manner:

For a certain value of θ, c_θ is obtained from figure 2, and from the same figure $c_{90}=1.044$. For the same value of θ and a certain value of φ, one gets $b_{\theta,\varphi}$ from figure 6 and from the same figure $b_{90\varphi}$.

While now

$$k_{o\theta}=\frac{\gamma h_\theta}{4}c_\theta;\ k_{o_{90}}=\frac{\gamma h_{90}}{4}c_{90};$$

and further

$$k=b_{\theta,\varphi}\cdot k_{o\theta}=b_{90,\varphi}\cdot k_{o_{90}},$$

one obtains:

$$\frac{h_\theta}{h_{90}}=\frac{k_{o\theta}}{c_\theta}\cdot\frac{c_{90}}{k_{o_{90}}}=\frac{c_{90}b_{90,\varphi}}{c_\theta b_{\theta,\varphi}}=\frac{1.044\ b_{90,\varphi}}{c_\theta\ b_{\theta,\varphi}}. \tag{13}$$

Ex.

What angle of slope, θ, should be given to a 10-meter high quite stable earth slope $k=0.5$ t/m^2, $\varphi=10°$, $\gamma=1.6$ t/m^3?

From figure 6 we obtain (for $\varphi=10°$ and $\theta=90°$):

$$\frac{k}{k_o}=0.84;$$

$$k_o=\frac{k}{0.84}=\frac{0.5}{0.84}=0.595\ \text{t/m}^2.$$

From (5) we then obtain

$$h_{90}=\frac{4\cdot 0.595}{1.6}\ 0.958=1.425\ \text{m};\ \because\ \frac{h_\theta}{h_{90}}=\frac{10}{1.425}=7.02,$$

from which (from fig. 9, for $\varphi=10°$) we obtain $\theta=17°$.

This angle of slope is only a little greater than the half of the angle of slope obtainable by a corresponding calculation based upon plane sliding surfaces.

Up to now we have assumed that, in the case of combined cohesion and friction, the sliding surface intersects the toe of the slope. In the case of dams imposed upon fairly good underlying ground this will generally be the case, but in special cases sliding surfaces situated deeper must also be considered.

For pure cohesion earth we have already found that the most dangerous sliding surface is situated very deep (theoretically infinitely deep). However, the cohesion needed in the most dangerous sliding surface through a point a little under the toe of the slope is only slightly less than that needed in the infinitely deeply situated sliding surface ($k=\frac{\gamma h}{4}\ 0.723$; see (6)). As soon as there is only a very little friction in the earth, the most dangerous sliding surface is located relatively high and generally as high as it can be developed, considering support construction such as sheet piling, etc. Thus, while in pure cohesion earth nothing is gained by pressing the sliding surface downwards, it is in friction earth, or in earth with cohesion and friction collaborating, that stability can be increased in just that way.

For the further study of this and allied conditions the writer would refer again to his work "Jordstatiska beräkningar etc.",[2] as well as to an article in Teknisk Tidskrift 1929 V. o. V. n. 5 and 6.[3]

[2] *See p. 445.*

[3] *"Jordstatiska beräkningar för vertikal belastning på horisontal mark under antagande av cirkulärcylindriska glidytor." (Earth statical calculations for vertical load on horizontal earth upon supposition of circular cylindrical sliding surfaces.)*

The method of calculation here outlined based upon circular-cylindrical sliding surfaces is, of course, approximate, but it gives a good insight into the conditions of stability. Other methods, more exact and more theoretical, have been employed (for example, by Mr. Frontard in report no. 28 at the first Congress and by Mr. F. Jonson at the second Congress on Large Dams). These methods may have certain advantages for entirely homogeneous earths, but to heterogeneous earths, which are of frequent occurrence, such methods are scarcely applicable.

The properties of the fill in earth dams are very often different from those of the underlying ground, and the dam fill itself often

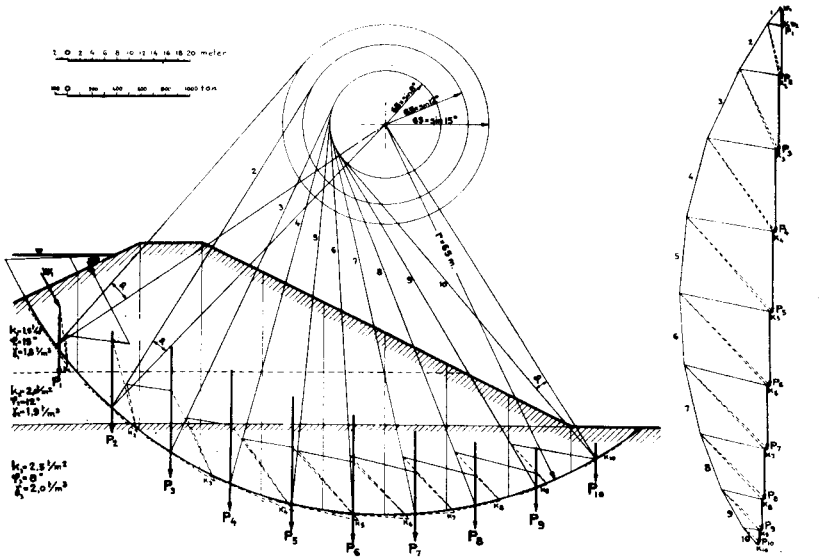


FIGURE 10.—**Calculation of a dam with layers having different properties; the upstream side is assumed to be waterproof; cohesion and friction combined.** — Calcul d'un barrage dont des couches possèdent des caractéristiques différentes; la face amont supposée imperméable; combinaison de cohésion et de frottement. — Berechnung eines Dammes mit Erdlagern verschiedener Eigenschaften; die Wasserseite ist wasserdicht angenommen; zusammenwirkende Kohäsion und Reibung. — Cálculo de una presa cuyas capas tienen propiedades diferentes; la cara aguas arriba supuesta impermeable; combinación de cohesión y de rozamiento.

consists of layers possessing different properties. When the dam fill is partially dry and partially saturated with water—practically a general condition with earth dams—such methods are completely unsuitable. On the other hand, the method assuming circular-cylindrical sliding surfaces is equally applicable in such cases as when the material is homogeneous. However, the more theoretical methods are recommended for comparison.

Figure 10 shows a graphical calculation of a dam, where the earth is of different kinds, not only in the dam fill itself, but also in the underlying ground. For the sliding surface here shown the water pressure against the upstream slope of the dam is considered. This slope is supposed to be waterproof.

In this case, equilibrium is realized for:

k_1=1.5 t/m²; φ_1=15°; (upper part of dam fill).
k_2=2.0 t/m²; φ_2=12°; (lower part of dam fill).
k_3=2.5 t/m²; φ_3=8°; (underlying ground).

Figure 11 shows a corresponding calculation for the same dam, and the same sliding surface, upon the assumption that the dam fill is saturated up to the line *DEF*. The earth weights of the elements are calculated without taking into consideration the uplift, and the water pressures in the sliding surface are assumed to be working in directions perpendicular to the elements of the sliding surface.

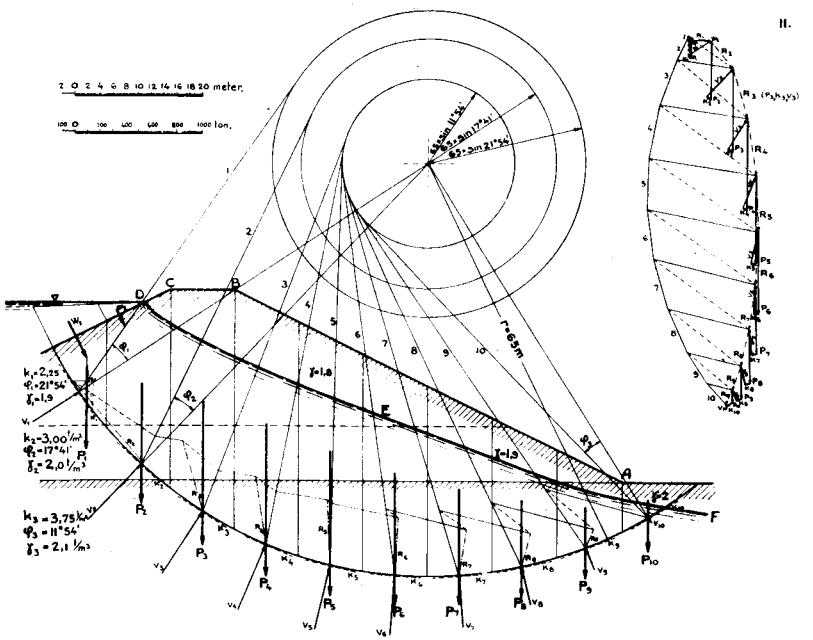


FIGURE 11.—**Calculation of the same dam as in figure 10, but with the fill saturated to the line *DEF*; the needed cohesion and friction about 50 percent greater.** — Calcul pour le barrage de figure 10, mais sans parement étanche, ligne de saturation DEF; la cohésion et le frottement nécessaires sont supérieures d'environ 50% à ceux de la figure 10. — Berechnung deselben Dammes wie in Abbildung 10; die Erde wird bis Linie DEF mit Wasser gesättigt angenommen. Die erforderliche Kohäsion und Reibung sind rd. 50% grösser als in Abbildung 10. — Cálculo para la presa de figura 10 pero sin paramento impermeable, línea de saturación DEF; la cohesión y el rozamiento necesarios son aproximadamente 50% superiores que los de la figura 10.

In this latter case, cohesion and friction needed for equilibrium are about 50 percent greater than in the former case (fig. 10).

The writer has not had the opportunity of ascertaining the *most* dangerous sliding surfaces in these cases, but it is evident that the same sliding surface cannot be the *most* dangerous in both cases. He is, however, convinced that the relation between the cohesion and friction really needed in both cases will be about the same as stated above.

For determining the degree of security two somewhat different methods might be used.

One of these is to ascertain, by calculation, the cohesion, k_n, and the friction coefficient, f_n, respectively, needed at the boundary of equilibrium, and compare them with the existing cohesion, k_e, and friction coefficient, f_e, respectively.

The degree of security is then:

$$s = \frac{k_e}{k_n}, \text{ resp.} \frac{f_e}{f_n}$$

The second method is to choose in advance a certain required degree of security, s, and then to test the sliding surfaces upon the assumption of a permissible cohesion $= \frac{k_e}{s}$ and a permissible friction coefficient $= \frac{f_e}{s}$, respectively, and make sure that these values are in no case being exceeded.

In case of a homogeneous material it does not matter which of these methods is used, but in the case of sliding surfaces passing through layers having different properties—especially with regard to cohesion and friction combined, the second method is more convenient.

Prof. Terzaghi, in his interesting report (no. 18) at the first Congress on Large Dams, introduced the expression "instability factor" (in German: Rutschneigung). This could be defined as the proportion between the values of cohesion and friction, as obtained and verified by laboratory test, and the ones really existing in the material.

The writer would suggest that such an "instability factor" would evidently depend upon the methods of testing employed. As it must be hoped that it will be possible in due time to determine successfully the real coefficients by laboratory tests, this factor ought not to be confined to the different kinds of earth, except in connection with a certain method of testing. For that reason one may trust that this factor will gradually disappear.

By exact calculations, for example, on landslide which has occurred, one can obtain relatively exact values of the coefficients. Compare, for example, the calculations in "Erdstatische Berechnungen" concerning landslides in Gothenburg Harbor. In such cases the "instability factor" is to be considered as included in the calculated coefficients.

But it must also be noted that in laboratory tests the difference between undisturbed and disturbed samples of the earth must be taken into consideration, as well as whether the testing (that is, the determination of the resistance to shear) has been carried out rapidly, before the percentage of water has had time to adjust itself to the normal pressure, or slowly, that is, only after the percentage of water has diminished in response to the normal pressure.

For the dam fill, evidently the results of tests on disturbed samples from the earth fill are to be used, but for the underlying ground the results from tests on undisturbed samples are indicated. In the latter case it is generally best to use results obtained from rapid testings as—especially in the case of clays—one must suppose that the alterations

in the loads will occur before the water percentage has adjusted itself to the normal pressure. Whether the results from rapid or slow testings are to be employed for the dam fill depends upon how rapidly the fill will be executed, and upon the percentage of water it is expected to contain at different stages of loading.

If one works along the above lines, no special "instability factor" seems to be needed. Nevertheless, because the test results are somewhat uncertain, it is convenient to claim a somewhat higher degree of security (>1.5 at the most inconvenient load). But if there is reason to regard the test results as accurate and decisive in a particular case, one can confine oneself to a somewhat lower degree of security; although generally it should be 1.2 for the most inconvenient load.

SUMMARY

The writer refers to the methods of calculation with the assumption of circular-cylindrical sliding surfaces by I, pure cohesion, and II, combination of cohesion and friction.

I. The calculation with the aid of the equation of equilibrium (2) for the turning movement is shown (fig. 1). Further, a diagram for ascertaining the degree of cohesion necessary for different angles of slope (fig. 2) and some typical sliding surfaces (figs. 3 and 4) are given. In (7) the limit of height possible for a given slope is obtained.

II. An approximative formula (equation 8) for this case is given and a graphical method of calculation (fig. 5) is shown. Moreover, a systematic investigation intended to arrive at a general result is referred to. This is based on the fact that the graphical constructions at a certain angle of slope in slopes of different heights are exactly uniform, on the assumption that values of cohesion are proportional to the corresponding heights of the slopes. In all cases herein considered it is assumed that the slope is on the border of equilibrium. The results are given by figures 6 to 9.

In figures 10 and 11, the two cases of an earth dam, with layers having different properties, are treated on the basis of different assumptions concerning saturation. It is demonstrated that for this dam the cohesion and friction needed are about 50 percent greater when the dam fill is saturated than when the upstream side of the dam is watertight.

Finally, methods and calculations for determining the degree of security are dealt with. In this connection, some reflections are made concerning the "instability factor" which is supposed to be gradually becoming unnecessary.

Special consideration must be given to the difference between undisturbed and disturbed samples of earth, also to the differences in results of tests made rapidly or slowly for the shearing resistance to various normal pressures.

RESUME

L'auteur expose des méthodes de calcul en supposant des surfaces cylindriques et circulaires de glissement pour les deux cas:

I. Cohésion simple, et II. Cohésion et frottement combinés.[4]

Stabilität einer Böschung (nur Kohäsion), wobei krumme Gleitflächen ausserhalb des Fusses der Böschung angenommen sind.

Unter II wird erst eine Annäherungsberechnung, Gleichung (8), angeführt und dann eine genaue graphische Berechnung gezeigt. (Krumme Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung.) Danach wird eine systematische Behandlung des Problems zur Ermöglichung eines allgemein gültigen Ergebnisses angegeben. Diese gründet sich darauf, dass die graphischen Konstruktionen bei festgestellten Böschungswinkeln und verschiedenartig hohen Böschungen vollkommen gleichförmig sind, wenn man mit Kohäsionswerten arbeitet, die proportional zu den entsprechenden Böschungshöhen sind. In allen hier behandelten Fällen wird vorausgesetzt, dass die Böschung sich im Gleichgewicht befindet.

Die Resultate dieser Berechnungen werden in den Abbildungen 6–9 angegeben, die den Zusammenhang zwischen Böschung und Reibungswinkel und Relativwert der Kohäsion darstellen, weiter die Mittelpunktslagen der Gleitfläche bei verschiedenen Böschungswinkeln und verschiedenen Relativwerten der Kohäsion, ferner die Verschiebung der Gleitfläche bei Veränderung des Relativwertes der Kohäsion. (Böschung 1:3.) Ausserdem wird der Zusammenhang zwischen möglichen Böschungshöhen bei verschiedenen Böschungswinkeln, θ, und bei senkrechter Wand unter Annahme zusammenwirkender Reibung und Kohäsion nebst kreiszylindrischer Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung veranschaulicht.

Die Anwendung dieser Diagramme wird näher erläutert.

Danach folgen 2 graphische Berechnungen eines Dammes, unter der Annahme, dass die Erde nicht nur in dem Dammkörper selbst, sondern auch in dem Untergrund verschiedenartig ist und dass die Wasserseite wasserdicht ist.

Schliesslich werden Methoden und Berechnungen für die Bestimmung des Sicherheitsgrades behandelt. Hierbei werden einige Ansichten betreffend die "Rutschneigung" ausgesprochen. Es wird behauptet, dass ein besonderer Faktor für die Rutschneigung mit der Zeit bei entwickelten Untersuchungsmethoden für die Erdproben unnötig werden wird. Der Unterschied zwischen ungestörten (gewachsenen) und gestörten (ausgebreiteten) Erdproben muss besonders beachtet werden und ebenso auch der Unterschied zwischen den Resultaten bei schnell und langsam ausgeführten Prüfungen des Scherwiderstandes bei verschiedenen Normaldrücken.

RESUMEN

El autor expone los métodos de cálculo asumiendo superficies cilíndricas y circulares de deslizamiento para los dos casos: I. Cohesión simple y, II. cohesión y rozamiento combinados.[6]

Para el caso I se presenta el cálculo hecho usando la ecuación de equilibrio (2) para el movimiento de oscilación (fig. 1). Por otro lado el cálculo de la cohesión necesaria queda esclarecido usando un factor de cohesión (fig. 2). Algunas superficies típicas de deslizamiento se muestran en las figuras 3 y 4. Por la ecuación (7) se llega al límite de altura permitido para una pendiente dada. Para el caso II se da

[6] *Fellenius, W., Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin 1927.*

una fórmula aproximativa, ecuación (8), seguida de un cálculo más exacto en forma gráfica (fig. 5). Seguidamente se presenta un estudio sistemático del problema hecho con el objeto de llegar a un resultado general. Este estudio se basa en el hecho de que las construcciones gráficas para *los ángulos de inclinación dados* y *las diferentes alturas de pendiente* son uniformes, si uno se basa en los valores de cohesión *que son proporcionales a las alturas de las pendientes respectivas.* En todos los casos previstos se supone que el talud llega al equilibrio.

Los resultados del cálculo se dan (figs. 6 a 9). El empleo de estos diagramas se explica más detalladamente en el texto.

A continuación se dan dos cálculos gráficos de una presa, cuyos materiales de tierra de diversas clases se encuentran no sólo en el cuerpo de la presa sino también en el subsuelo (figs. 10 y 11). Se demuestra que en este caso la cohesión y la fricción deben tener un valor cuando menos 50% mayor cuando la presa está saturada de agua que cuando el paramento aguas arriba es impermeable.

En fin se exponen los métodos de cálculo del *factor de seguridad.* Sobre este sujeto se presentan algunas consideraciones respecto del "factor de inestabilidad." Se cree que un factor especial de inestabilidad cada vez será menos necesario como corolario de los adelantos en los métodos de investigar las muestras de tierra. Se debe dar una consideración muy especial a la diferencia entre la tierra *sin deterioro de la materia* (en su estado natural) y *con deterioro* (trabajada), así como también a las diferencias entre los resultados dados por los ensayos de determinación de la resistencia a la cortadura bajo diversas presiones normales, según sean hechos los ensayos *rápidamente* o *lentamente.*

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS*

FREDRIK JONSON, C. E.

Royal Board of Waterfalls; Ex-Major, Royal Corps of Engineers

Sweden

Earth dams must be stable and sufficiently impervious to prevent excessive loss of water. The second requirement—imperviousness—is of the greatest importance and the hardest to fulfil. Earth is a porous material. Water may percolate through the voids and the mass become saturated. The physical properties of dry and saturated earth, respectively, are different. Research methods for ascertaining whether a given material is suitable for use in the construction of an earth dam have been discussed at the first Congress on Large Dams, and will not be examined here. In this paper it is supposed that a given material, with known physical properties, is considered suitable, and the question arises: How is the embankment to be dimensioned to be stable?

Embankments have been built with varying sections. Some have a symmetrical section; in others the upstream slope is flatter (the coefficient of friction being decreased by saturation), while still others have the downstream slope flatter (the reliance for stability is often placed on the downstream material, especially when vertical core walls are used).

In the following, the plane stresses in a triangular embankment will be studied theoretically under the following assumptions:

(1) The earth is homogeneous.

(2) The water pressure of full reservoir is applied either on the upstream face of the dam—the surface being impervious—or on an impervious vertical core wall.

(3) The Mohr theory of rupture is valid for earth.

**Calcul de la stabilité des barrages en terre.*
Berechnung der Stabilität von Erddämmen.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

According to the Mohr theory a body is safe against rupture if $\tau_{nv} \leqq \alpha + \beta\sigma_n$ where τ_{nv} is the numerical value of the tangential stress and σ_n the normal pressure per unit of area at a given point and section; α and β are coefficients.[1] This condition must be satisfied at any point and any section of the body.

It has been customary to differentiate between—

Earth, type A, when $\alpha = 0$ and $\beta =$ constant; i. e., earth with internal friction but no cohesion.

Earth, type B, when $\alpha =$ constant and $\beta = 0$, i. e., earth with cohesion but no internal friction.

Earth, type C, when α and β are constant or variable, i. e., earth with both cohesion and internal friction.

All kinds of earth seem to belong to type C, but the cohesion is slight in dry, loose sand.

Theories of stability may be elaborated for each type. Investigation is, however, facilitated if the *ideal* type A, with constant β is first considered. It will be shown later that a study of type A helps to form an opinion of the more complicated stresses in types B and C.

Earth, Type A ($\alpha = 0$ and β constant)

According to the above assumptions the following conditions are valid:

(1) Each particle must be in equilibrium.

(2) $\tau_n^2 \leqq (\beta\sigma_n)^2$.

(3) $\sigma_n \geqq 0$ i. e. σ_n means pressure.

These conditions are identical with Rankine's principle: "The resistance to displacement by sliding along a given plane of a loose granular mass is equal to the normal pressure exerted between the parts of the mass on either side of that plane, multiplied by specific constant. The specific constant is the *coefficient of friction* of the mass and is the tangent of the angle of repose." [2]

It must, however, be observed that when *Rankine's principle is applied a new assumption is usually added*, viz, that the mass, unlimited downwards and laterally, is bounded by a *plane*. In the following the more general case is treated, viz, that the mass is wedge-shaped and bounded by two planes. If the angle between the planes is π, the common Rankine's formulas are obtained.[3]

It is generally agreed that the conditions 1–3 above must be satisfied. It has, however, been objected that the coefficient β, according to tests, is not constant but varying—not only with the pressure, but even with other incidents, as, for example, the compactness and the humidity of the sand. These objections are undeniable, but the question can be examined from the point of view that the earth to be treated is the *ideal* type A with β constant. The variations of β come in under the heading type C.

---

[1] *Ruptures by tension are not discussed here.*

[2] *Rankine: A Manual of Applied Mechanics. 15th Ed. Revised, London, 1898.*

[3] *This paper does not deal with "sliding surfaces", which sometimes appear. Rankine does not presuppose sliding surfaces. These were only incidental to his special application. It may be noted that Résal in his classical Poussée des terres has treated a wedge-shaped mass. Formulas are given, when sliding surfaces are assumed (i. e. "équilibre limite" in all points of the mass). These formulas cannot be integrated, but numerical tables, giving the lateral earth pressure, are deduced by using finite differences.*

It has further been objected that there is a difference between the natural angle of repose and the angle of internal friction. But even loose, dry sand has some cohesion, though slight, according to the tests by Terzaghi. According to the theory, here in question, the angles (ρ) are identical in the *ideal* type A, but are different in types B and C.

No allowance is made above for the deformation of the earth. When the body is *elastic* the condition of compatibility ($\Delta^4=0$) gives with the boundary expressions a unique solution of the state of stress and of the deformations. When the body is a *granular* mass, however, the conditions 1–3 give an ambiguous solution. At a given point the stresses can take varying values between a maximum and a minimum. *A priori* it cannot be said that the state of stress in a granular mass is unique, but a theory that does not take deformation into consideration is not complete. It is an open question as to how this deficiency could be suitably remedied. Even with this reservation, investigation along the lines indicated above seems to be of interest, as boundaries can be drawn between which the real state of stress is to be found.

The condition 1 above is mathematically expressed by the common equations of equilibrium in two dimensions:

$$\frac{\delta\sigma_x}{\delta x}+\frac{\delta\tau_{xy}}{\delta y}=-\gamma\sin\omega$$
$$\frac{\delta\sigma_y}{\delta y}+\frac{\delta\tau_{xy}}{\delta x}=\gamma\cos\omega \qquad (1a)$$

or with cylindrical coordinates:

$$\sigma_r+r\frac{\delta\sigma_r}{\delta r}-\sigma_t+\frac{\delta\tau_r}{\delta\varphi}=r\gamma\cos(\epsilon-\varphi)$$
$$2\tau_r+r\frac{\delta\tau_r}{\delta r}+\frac{\delta\sigma_t}{\delta\varphi}=r\gamma\sin(\epsilon-\varphi) \qquad (1b)$$

Where γ is the weight per unit of the earth, $+\sigma$ pressure and $-\sigma$ tension. For positive τ stresses see the arrows figures 1 and 2.

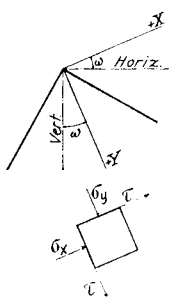


FIGURE 1.

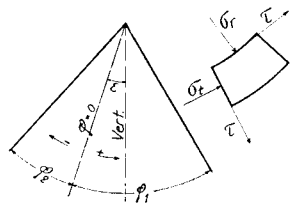


FIGURE 2.

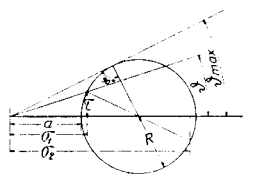


FIGURE 3.

Equation 1a is satisfied by introducing a stress function F when

$$\sigma_y=\frac{\delta^2F}{\delta x^2}\sigma_x=\frac{\delta^2F}{\delta y^2}\text{ and }\tau_{xy}=-\frac{\delta^2F}{\delta x\cdot\delta y}+\gamma(x\cos\omega-y\sin\omega) \qquad (2a)$$

Equation 1b is likewise satisfied by introducing a stress function F, when

$$\sigma_r=\frac{1}{r^2}\frac{\delta^2F}{\delta\varphi^2}+\frac{1}{r}\frac{\delta F}{\delta r}+\frac{2}{3}r\gamma\cos(\epsilon-\varphi)$$
$$\sigma_t=\frac{\delta^2F}{\delta r^2} \tag{2b}$$
$$\tau_r=-\frac{\delta}{\delta r}\left(\frac{1}{r}\frac{\delta F}{\delta\varphi}\right)+\frac{1}{3}r\gamma\sin(\epsilon-\varphi)$$

In order to express the conditions 2 and 3 draw a Mohr's circle of stresses. At a given point in the mass σ_1 and σ_2 are normal pressures at right angles. If σ_1 and σ_2 are both positive, the diagram takes the form as shown in figure 3.

According to that diagram:

$$R^2=\left(\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\right)^2+\tau^2;\ a+R=\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \tag{3a}$$

The principal stresses are: $\sigma_{\min.}=a$ and $\sigma_{\max.}=a+2R$.

The angle $\vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}}$ is according to figure 3 determined by:

$$\sin\vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}}=\frac{R}{a+R}$$

$$\because \operatorname{tg}^2\vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}}=\frac{R^2}{a(a+2R)}$$

$$\because \operatorname{tg}^2\vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}}=\frac{(\sigma_1-\sigma_2)^2+4\tau^2}{4(\sigma_1\sigma_2-\tau^2)} \tag{3b}$$

According to the assumptions the denominator is positive (or zero) and

$$\operatorname{tg}^2\vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}}\leqq\beta^2 \tag{3c}$$

where $\beta=\operatorname{tg}\rho$ and ρ the angle of internal friction.

Equation (3c), when the denominator >0, can be written

$$\phi=(\sigma_1-\sigma_2)^2+4\tau^2-4\beta^2(\sigma_1\sigma_2-\tau^2)+\eta^2=0$$

or

$$\phi={\sigma_1}^2+{\sigma_2}^2-k_1\sigma_1\sigma_2+k_2\tau^2+\eta^2=0 \tag{4}$$

where $k_1=2+4\beta^2$ and $k_2=4(1+\beta^2)\eta^2$ is a variable, positive term that is affixed to get rid of the sign $<$ in equation 3c. It is only of interest to note if η^2 takes $+$ or $-$; the value of η^2 is not considered. If the state of stress is critical $\eta^2=0$.

Corollary 1. Equation 4 can be satisfied if σ_1 and σ_2 are both positive or both negative, but not if they have different signs. In applications relating to the stability of earth, however, at least one of the σ must be positive, according to the nature of the problem. Consequently, *in practical application equation 4 can only be satisfied if both are positive (pressure).*

Corollary 2. If either $\sigma_1=0$ or $\sigma_2=0$ then, according to equation 4: $\sigma_1=\sigma_2=\tau=0$.

This inference is also evident from figure 3.

Corollary 3. If $\sigma_1=\sigma_2=\tau=0$ when $\varphi=\varphi_a$ equation 3b takes the form:

$$\lim_{(\varphi=\varphi_a)} \operatorname{tg}^2 \vartheta_{\substack{\max.\\ \min.}} = \frac{0}{0} = \frac{\left(\frac{\delta\sigma_1}{\delta\varphi}-\frac{\delta\sigma_2}{\delta\varphi}\right)^2+4\left(\frac{\delta\tau}{\delta\varphi}\right)^2}{4\left[\frac{\delta\sigma_1}{\delta\varphi}\cdot\frac{\delta\sigma_2}{\delta\varphi}-\left(\frac{\delta\tau}{\delta\varphi}\right)^2\right]}$$

and equation 4 becomes valid, if σ and τ are exchanged for $\frac{\delta\sigma}{\delta\varphi}$ and $\frac{\delta\tau}{\delta\varphi}$.

The following method is used to find the stresses. A stress function F is introduced that satisfies equation 4 and the given boundary conditions.

The stress function F has (with the exception of example 1) the form: [4]

$$F=r^{m+2}\sum[A_n \cos n\varphi+B_n \sin n\varphi] \tag{5}$$

where A_n and B_n are parameters to be computed, m a number ordinarily given by the boundary expressions, for instance, $m=1$ when the load is full water pressure or the embankment's own weight; n are positive integers (0, 1, 2 ...).

The appertaining stresses are:

$$\begin{aligned}
\sigma_{rn}&=r^m(m+2-n^2)\sum[A_n \cos n\varphi+B_n \sin n\varphi]\\
\sigma_{tn}&=r^m(m+2)(m+1)\sum[A_n \cos n\varphi+B_n \sin n\varphi]\\
\tau_{rn}&=r^m(m+1)\sum[n\,A_n \sin n\varphi-n\,B_n \cos n\varphi]
\end{aligned} \tag{6a}$$

The application of the method is made clear by the following examples:

Example 1. The Rankine problem. Mass of earth with plane surface.

Angle of slope ω.

Consider the following stress function:

$$F=\frac{A}{6}x^3+\frac{B}{2}x^2y+\frac{C}{2}xy^2+\frac{D}{6}y^3 \tag{7}$$

where the y axis is downward, at right angles to the surface.

According to equation 2a:

$$\begin{aligned}
\sigma_y&=A\,x+B\,y\\
\sigma_x&=C\,x+D\,y\\
\tau_{xy}&=-B\,x-C\,y+\gamma(x \cos\omega-y \sin\omega)
\end{aligned} \tag{8a}$$

[4] *Suppose that the stress function sought for is* $F=r^{m+2}f$, *where* f *is a continuous function of* φ. *Then (comp. Hadamard: Cours d'analyse I, p. 596, Paris, 1927) it can be shown that, with any degree of accuracy,* F *can be written in the form 5 above.*

The boundary conditions give for $y=0$.

$$\sigma_{yo}=0 \text{ and } \tau_o=0 \text{ and according to Coroll. 2}$$

$$\sigma_{xo}=0.$$

$$\because A=0;\ C=0 \text{ and } B=\gamma\cos\omega.$$

Equation 8a takes the form:

$$\begin{aligned}\sigma_y&=y\gamma\cos\omega\\ \sigma_x&=y\,D\\ \tau_{xy}&=-y\gamma\sin\omega\end{aligned}\tag{8b}$$

Equation 4 gives:

$$D=\gamma\cos\omega\{1+2[\beta^2\pm\sqrt{(1+\beta^2)(\beta^2-\mathrm{tg}^2\omega)}]\}\tag{9}$$

Spec. Vertical section.

$$\begin{aligned}\sigma_{to}&=\sigma_y\sin^2\omega+\sigma_x\cos^2\omega+2\tau_{xy}\sin\omega\cos\omega\\ &=y(-\gamma\cos\omega\sin^2\omega+D\cos^2\omega)\end{aligned}\tag{10}$$

Equation 9 (where $\beta=\mathrm{tg}\rho$) may be written:

$$D=\frac{\gamma\cos\omega}{\cos^2\rho}\left[1+\sin^2\rho\pm\frac{2}{\cos\omega}\sqrt{\cos^2\omega-\cos^2\rho}\right]\tag{11}$$

Equations 10 and 11 give, when $y=r\cos\omega$

$$\sigma_{to}=r\gamma\frac{\cos^2\omega}{\cos^2\rho}[2\cos^2\omega-\cos^2\rho\pm2\cos\omega\sqrt{\cos^2\omega-\cos^2\rho}]$$

Put

$$v^2=\cos^2\omega-\cos^2\rho\ \because\ \cos^2\rho=-v^2+\cos^2\omega$$

$$\because\sigma_{to}=r\gamma\cos^2\omega\frac{\cos^2\omega+v^2\pm2v\cos\omega}{\cos^2\omega-v^2}=r\gamma\cos^2\omega\frac{\cos\omega\pm v}{\cos\omega\mp v}$$

$$\because\sigma_{to}=r\gamma\cos^2\omega\frac{\cos\omega\pm\sqrt{\cos^2\omega-\cos^2\rho}}{\cos\omega\mp\sqrt{\cos^2\omega-\cos^2\rho}}\tag{12}$$

The upper sign represents "passive" and the lower "active" earth pressure.

Equation 12 is identical with Rankine's formula for pressure of earth against a vertical plane.

Again, equation 7 can be written:

$$F=\frac{r^3}{6}(A\sin^3\varphi+3B\sin^2\varphi\cos\varphi+3C\sin\varphi\cos^2\varphi+D\cos^3\varphi)$$

when

$$x=r\sin\varphi \text{ and } y=r\cos\varphi$$

or

$$F=r^3[(\sin^2\varphi+\cos^2\varphi)(a_1\cos\varphi+b_1\sin\varphi)+$$

$$a_3(\cos^3\varphi-3\sin^2\varphi\cos\varphi)+b_3(3\sin\varphi\cos^2\varphi-\sin^3\varphi)]$$

$$\because F=r^3(a_1\cos\varphi+a_3\cos3\varphi+b_1\sin\varphi+b_3\sin3\varphi)\tag{13}$$

where a_1, a_3, b_1, and b_3 are constants and functions of the constants A, B, C, D.

Equation 13, which gives the common Rankine formula, is a special case of the more general equation 5, viz, if $m=1$ *and* $n=1$ *and 3 respectively.*

Example 2. Symmetrical triangular embankment loaded by own weight. This problem cannot be solved by the aid of the Rankine formula.

Introduce a stress function F according to equation 5 with $m=1$ and $n=1, 2 \ldots 5$. If the initial axis is chosen vertical with the origin at the top only A terms can be used on account of the symmetry.

The stresses (equation 6) can be written:

$$\sigma_r = r[2A_1 \cos\varphi - A_2 \cos 2\varphi - 6A_3 \cos 3\varphi - 13A_4 \cos 4\varphi - 22A_5 \cos 5\varphi + 2/3\gamma \cos\varphi]$$

$$\sigma_t = r[6A_1 \cos\varphi + 6A_2 \cos 2\varphi + 6A_3 \cos 3\varphi + 6A_4 \cos 4\varphi + 6A_5 \cos 5\varphi] \qquad (14)$$

$$\tau_r = r[2A_1 \sin\varphi + 4A_2 \sin 2\varphi + 6A_3 \sin 3\varphi + 8A_4 \sin 4\varphi + 10A_5 \sin 5\varphi - 1/3\gamma \sin\varphi]$$

The boundary conditions $\sigma_{r1} = \sigma_{t1} = \tau_{r1} = 0$ are, in consequence of the symmetry, identical for $\varphi = \varphi_1$ and $\varphi = \varphi_2$. The boundary equations are 3 and 3 parameters A_1, A_2, A_3 can be eliminated.

Arithmetical Application.—Given

$$\varphi_1 = 90 - 32°30' = 57°30' \text{ and } \rho = \text{tg } 32°30'$$

$\therefore \beta = 0.63707$. That means that both surfaces slope downwards at the angle of repose.

The three boundary equations give:

$$A_1 = -0.042\ 3A_4 + 1.907\ 0A_5 - 0.031\ 4\gamma$$

$$A_2 = +2.043\ 3A_4 + 1.602\ 2A_5 + 0.105\ 6\gamma$$

$$A_3 = -1.542\ 3A_4 + 0.653\ 8A_5 - 0.062\ 0\gamma$$

After inserting these values in equation 14 the boundary conditions are satisfied and the σ_r, σ_t, and τ_r are for varying φ and r expressed in only two parameters, A_4 and A_5 besides γ.

It remains to fix A_4 and A_5 so that equation 4 is satisfied for any φ in the range

$$\varphi_2 \leqq \varphi \leqq \varphi_1$$

For this purpose σ_r, σ_t, and τ_r, expressed in A_4, A_5, and γ, are figured with some chosen values of φ, viz, $-\varphi = 0$, 22°30′ and 45°.

After inserting these values of σ_r, σ_t, and τ_r, equation 4 is, when A_4 and A_5 are considered, of the second degree. If, further, A_4 and A_5 are chosen as rectangular coordinates, equation 4 (with $\eta^2 = 0$) expresses a conic curve. For instance, if $\varphi = 45°$, equation 4 gives an ellipse, *A–C–H* figure 4. Each point of the figure represents a certain combination of the parameters A_4 and A_5, but when $\varphi = 45°$ only points within the ellipse give real roots to equation 4 (when $\eta^2 \geqq 0$). Points on the ellipse are critical ($\eta^2 = 0$). Points without the ellipse

give complex roots and are out of the question. Equally, when $\varphi=0$, another ellipse F-G is procured, in parts shown in figure 4.

At the boundary ($\varphi=57°30'$) is $\sigma_r=\sigma_t=\tau_r=0$. Corollary 3 usually gives two straight lines which, however, in this special case, where the boundaries are sloping at the angle of repose, coincide with a straight line A–B–C.

The point that represents the combination of parameters sought for must lie on this line. Further, this line is intersected at the points A and C by the ellipses appertaining to $\varphi=0$ and $\varphi=45°$ respectively. Only the real part A–C can be considered.

It may be objected that if other values of φ were investigated they would possibly give still closer boundaries than A and C. For present purposes, however, the points A and C are preliminarily accepted as end points, and the consecutive values of σ_r, σ_t, and τ_r are computed for $\varphi=0$, 22°30′ and 45°. Then curves can be drawn showing the

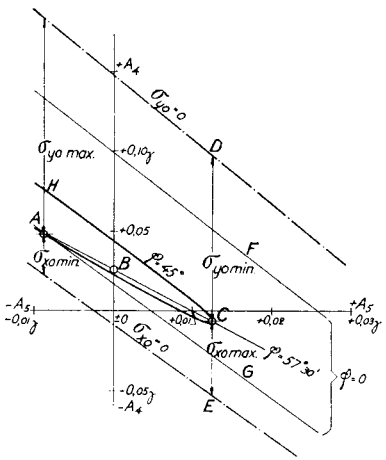


FIGURE 4.

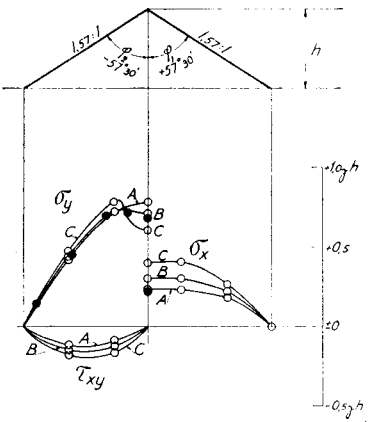


FIGURE 5.

σ_r, σ_t, and τ_r for intermediate values of φ. By means of these curves and Mohr's circles, it is easy to verify graphically that the parameters represented by the points A and C reasonably closely satisfy equation 4 when $\varphi_2 \leqq \varphi \leqq \varphi_1$.

The stresses at a given point of the mass can, if the factor r is omitted, be written:

$$\sigma = a_4 A_4 + a_5 A_5 + a_6 \gamma$$

(or τ)

$$\therefore A_4 = \frac{1}{a^4}[\sigma - (a_5 A_5 + a_6 \gamma)] \qquad (15)$$

where a_4, a_5, and a_6 are constants for given φ.

Put $\sigma=0$ and equation 15 gives a straight line, which generally falls within the imaginary field in figure 4. For instance, the line D for $\sigma_{yo}=0$ and line E for $\sigma_{xo}=0$, where the index 0 indicates points on the vertical C. L. of the embankment ($\varphi=0$). For given values of

A_4 and A_5, represented, for instance, by the point C, figure 4, the distance C–D gives, according to equation 15, the value of σ_{yo} measured in a scale, indicated by the constant a_4. Likewise, the distance C–E gives σ_{xo} in another scale, however, because σ_{xo} and σ_{yo} have different values of a_4. It is evident that (fig. 4) the point A indicates $\sigma_{xo\ \min.}$ (and $\sigma_{yo\ \max.}$) and the point $C\sigma_{xo\ \max.}$ (and $\sigma_{yo\ \min.}$).

Figure 5 shows for $y=1$ the stresses σ_y σ_x and τ_{xy} which pertain to the parameter-combinations A, B, and C, respectively.[5]

The solution found is ambiguous. Different states of stress are obtained if $\sigma_{yo\ \max.}$ or $\sigma_{xo\ \max.}$ are aimed at. Likewise the states of stress are quite different in an *elastic* triangular-shaped body, if the triangle is supported by edges at the ends of the base ($\sigma_{yo}=0$), or if the triangle is balanced on an edge at the C. L. ($\sigma_{yo}=\sim$). By analogy it seems very likely that the state of stress A in a granular mass is more adequate when the ground is stiffer at the centre of the base than at the ends, and vice versa in the case of C.

The method of calculation that is graphically illustrated in figure 4 is laborious to apply if more than two parameters remain after the elimination process mentioned above. The result may be influenced by the choice of parameters. In this example, however, the influence is slight as can be seen by the following figures:

Parameters used

	$\sigma_{yo\ max.}$	$\sigma_{xo\ min}$
5 parameters: $A_1 - A_5$	0. 786	0. 236
4 parameters only: $A_1 - A_4$	0. 712	0. 307
5 parameters: $A_0 - A_4$	0. 781	0. 235
5 parameters: $A_0 - A_3$ and A_5	0. 782	0. 235

Sometimes the problem can be formulated as a problem of maximum or minimum with given conditional equations, whereby Lagrange's method is applicable with any number of parameters. It must be observed, however, that the Lagrange method is valid only on condition that the derivatives are continuous at the maximum and minimum. This condition, however, is not always fulfilled in application to earth.

Tests by Hummel and Finnan.—The given data in the numerical application above, viz. $-\varphi_1=90°$ $-32°30'$ and $\rho=32°30'$ have been chosen for the express purpose of direct comparison between the calculated results and the measured values according to the tests of *Hummel and Finnan.*[6]

The stresses were measured by means of electrical cells. The maximum deflection of the diaphragm of the cell is said to be less than one six-hundredth inch (0.04 mm) in the range of pressure in question. The cells were affixed to a wooden platform (1-inch board on 3 by 3-inch notched rafters).

When measuring σ_y the platform was laid on the floor in a horizontal position. According to the authors: "The platform was of substantial construction so as to eliminate any sagging effects which

[5] *If the* y *axis and* $\varphi=0$ *coincide with the vertical*

$$\sigma_y=\sigma_r \cos^2\varphi+\sigma_t \sin^2\varphi-\tau_r \sin 2\varphi$$
$$\sigma_x=\sigma_r \sin^2\varphi-\sigma_t \cos^2\varphi+\tau_r \sin 2\varphi$$
$$\tau_{xy}=0.5\ (\sigma_r-\sigma_t) \sin 2\varphi+\tau_r \cos 2\varphi$$

[6] *F. H. Hummel and E. J. Finnan. The Distribution of Pressure on Surfaces Supporting a Mass of Granular Material. Min. Proc. Inst. Civ. Eng. Vol. CCXII, London 1921.*

would, no doubt, considerably affect the pressure readings." The height of the sand prism was $h=17''$.

The pressures according to the measurements (reduced to $h=1$) are indicated in figure 5 by filled circles. (Open circles indicate the theoretically calculated values above.) The measurements agree closely with the calculated values appertaining to curve B.

When σ_x was measured the platform with the cells was raised vertically, side walls were added, and the whole formed a wooden box. It may be questioned, however, if the vertical platform was really so stiff as to preclude the possibility of lagging. The box was thereafter filled with sand sloping from the vertical platform downwards at the angle of repose.

It can be objected that the σ_{xo}, thus measured, is not identical with the σ_{xo} in the C. L. of a symmetrical prism. In the latter case $\tau_{xo}=0$ in the line of symmetry, but in the above test τ stresses must arise at the vertical wall on account of friction between the sand and the wall. The measured σ_x and σ_y do not belong to the same state of stress or, in other words, the tests above do not give the σ_x in C. L. of a symmetrical embankment with the same precision as the σ_y.

The measured σ_{xo} figure 5 is close to the calculated curve A (giving the theoretical $\sigma_{xo\ \mathrm{min.}}$). According to the theory, the σ_{xo}, that is belonging to the same state of stress as the measured σ_{yo}, is about 40 percent higher than the measured. The result suggests that owing to the sagging of the vertical wall the measurements give the active σ_x not the pressure at rest ("Ruhedruck").

Example 2. Tests by Feld.—The following data have been collected from Feld's published measurements of active earth-pressure.[7]

Surface slope—33°40′ (corresponding to $\varphi\cong 56°$).

Internal resistance $\rho=38°$. Height=5′.

Pressure against vertical wall $\sigma_{xo\ \mathrm{min.}}=0.179\ h\gamma$.

Inclination between the resultant and the normal to the wall $\delta=32°30'$ (same as the angle of friction between earth and wall).

According to the method given above $\sigma_{xo\ \mathrm{min.}}$ has been computed at $0.164\gamma h$, or 8.5 percent less than the value measured by Mr. Feld. The parameters A_1-A_5 and B_1 have been used and the friction against the wall ($\delta=32°30'$) has been considered.

The calculated figures given above (example 2) agree approximately with the measurements, with due reservation relating to σ_x. In the following examples some calculated figures are given relating to embankments under water pressure.

Example 3. Triangular Embankment with Full Water Pressure. The Upstream Slope is Impervious.

Numerical application 3a. Nonsymmetrical embankment. Downstream slope (about 1 to 2) $\because \varphi_1=63°30'$ and upstream slope (about 1 to 1.5) $\varphi_2=-56°30'$. Angle of friction $\rho=38°$ $\beta=0.78129$.

The following parameters are used:

$$A_0\ A_1\ A_3\ A_5\ B_1\ B_3 \text{ and } B_5$$

The boundary conditions give:

For $\varphi_1=63°30'$ $\because \sigma_{r1}=\sigma_{t1}=\tau_{r1}=$

[7] *J. Feld: Lateral Earth Pressure. Trans. Am. Soc. C. E. Vol. LXXXVI, 1923. See spec. table no. 5.*

For $\varphi_2=-56°30'$ $\because \tau_{r2}=0$ and $\sigma_{t2}=$water pressure$=r\gamma_1 \cos \varphi_2=r\left(\frac{\gamma_1}{\gamma}\right)\gamma \cos \varphi_2$ where $\gamma_1=1$ and $\gamma=1.7$ are the specific gravity of water and earth respectively.

That gives five conditional equations. A sixth, however, comes in if the embankment is supported by horizontal earth. Then $\tau_{xy}=0$ at the surface of the ground, even at the footpoint G_1, figure 6. If the stresses are continuous[8] τ_{xy} must be zero even at the footpoint G_2 (fig. 6) within the embankment.

The computed $\sigma_y \sigma_x$ and τ_{xy} at a horizontal section, $y=1$, are shown in figure 6.

Numerical application 3b.—Symmetrical embankment with boundaries inclined equal to the angle of repose.

$$\rho=33°30' \quad \varphi_1=-\varphi_2=90-33°30'=56°30'$$
$$\gamma=1.7 \quad \gamma_1=1.$$

In this application the parameters A_0, A_1, A_3, A_5, B_1, B_3, and B_5 and six boundary equations have been used. The computed σ_y σ_x

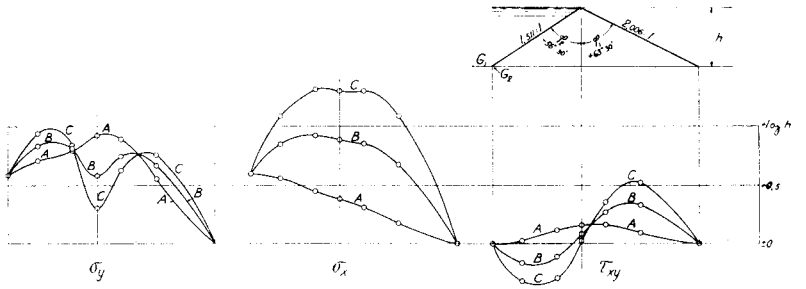


FIGURE 6.

and τ_{xy} at a horizontal section, $y=1$, are shown in figure 7. As only seven parameters are used and as, further, the inclination of the boundaries is equal to the angle of repose, the solution has a unique form. This uniqueness, however, is only apparent and vanishes if more parameters are introduced.

This example shows that an embankment can sustain full water pressure, even if the slopes are as steep as the angle of repose will allow. This result could be expected *a priori*. An embankment may have one boundary sloping downwards at an angle of repose ($-\rho$, measured from the horizontal); and the other boundary may have any inclination between $\pm\rho$. It seems reasonable that part of the earth pressure can be replaced by water pressure.

Example 4. Embankment with Full Water-Pressure on an Impervious Vertical Core Wall.—This example can be computed along the same lines as above, but the details have not been elaborated. The following simple reasoning, however, indicates the result.

Take the case of a symmetrical embankment with both surfaces sloping downwards at the angle of repose ($\rho=32°30'$). The stresses of the upstream half of the embankment are composed of full water

[8] *Discontinuous τ pressures at the footpoint G seem to engender infinite stresses in some directions, which are hardly conceivable in granular masses.*

pressure and the stresses caused by the earth when the weight of the earth in water is written $(\gamma—\gamma_1)=(1.\ 7-1)=0.7$.

If the σ_r and τ_r in the vertical section are not considered, the load applied on the core wall is (comp. fig. 5)

$$\sigma_{xo}=y(0.2\cdot 0.7+1)=0.67y\gamma$$

The question then arises whether the downstream half of the embankment is stable when this load is applied at the vertical section.

According to the Rankine formula the (passive) pressure in a vertical section is $\sigma_t=0.711y\gamma$, or somewhat more than is needed according to the figure given above.

Earth, Types B and C

As already has been remarked all kinds of earth seem, according to tests, to belong to type C. The stresses of earth, types B and C, can be computed along similar lines as type A, but equation 4 must

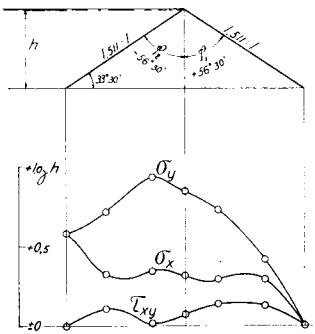


Figure 7.

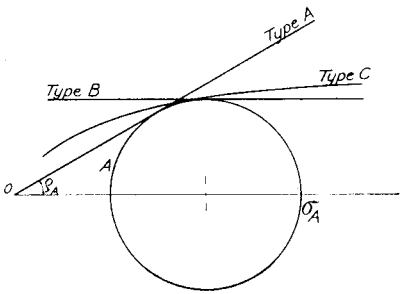


Figure 8.

be exchanged for other expressions, which complicates the arithmetical work.

An approximation that gives results on the safe side for types B and C can, however, be obtained, if the physical properties of the earth are known, so that a Mohr's critical curve (Umhüllungskurve) can be drawn (fig. 8).

The critical line is a straight line through the origin, when earth is of type A, a horizontal line when of type B and a curve when of type C (α and β supposed to be variable).

A Mohr's circle represents the state of stress at a certain point of the body. According to Mohr's theory the body is proof against rupture if the circle appertaining to any point in the body falls within or touches the Mohr critical line.

Each point has a $\sigma_{max.}$ (principal stress), but the $\sigma_{max.}$ pertaining to different points in the body may be different.

Referring to embankments, the greatest of the $\sigma_{max.}$ stresses in the embankment depends upon the height and the loading and can be preliminarily anticipated or guessed at, say σ_A, figure 8. The circle

$A-\sigma_A$ is then drawn touching the critical line, type C, and a tangent to the circle $A-\sigma_A$ is also drawn through the origin. The stresses in the embankment are computed upon the supposition that the earth is of type A with $\rho=\rho_A=$constant. From a survey of figure 8 it is evident that if an embankment type A is stable, type C is also stable, with the same—or possibly an even greater margin of safety. But this conclusion is only valid upon the supposition that at any point of the embankment the calculated $\sigma_{max.} \leqq \sigma_A$. If not, a new computation must be made, with greater value of the anticipated σ_A.

The height is of no consequence to the stability of embankments type A, but is of importance to the stability of types B and C. An embankment type C may be stable when modelled on a small scale but unstable on a larger scale. Similarly, a high embankment type C may be stable at the upper part but unstable near the foot of the dam, where the well known cycloidical slides may occur. These

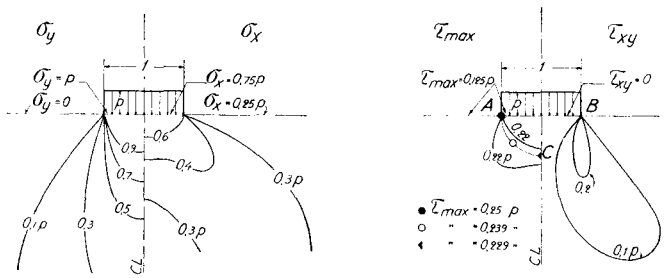


FIGURE 9.

slides are avoided if the embankment is dimensioned according to the rules indicated above.

Only the embankment proper, and its stresses, have been discussed above. An investigation of the stresses in the ground is more complicated and does not come within the scope of this paper. A few general remarks may, however, be inserted at the close in respect to the ground.

Take the case of a uniform normal load p applied on the stretch A–B of a horizontal, unlimited earth surface. The earth may be either elastic or belong to type B (cohesion with no internal friction). The yield point τ stress is α. The own weight is not considered.

(*a*) If the body is elastic, the elastic limit is attained along half-circle A–C–B [9] when $p=\pi\alpha$.

(*b*) If the earth belongs to type B, according to computations by the writer (fig. 9) local ruptures, or flowings, will start at the points A and B when $p=4\alpha$.

[9] *"The plane Boussinesque problem." When* p *is uniform the result is easily obtained by superposing two Airy's stress functions* $F=r^2[A+B\varphi+C\ cos\ 2\varphi+D\ sin\ 2\varphi]$ *with origins at* A *and* B *respectively.*

"Sliding surface" implies, according to common terminology, not only that the stresses simultaneously become critical all along the sliding surface, but also that the critical τ *stresses are tangential to this surface. The latter condition is not fulfilled in the elastic body above. At the point* C *on* C. L., *for instance,* $\tau_{xy}=0$ *on account of the symmetry and, consequently, the critical* τ_{max} *is directed at* $\pm 45°$ *from the horizontal. As the critical half-circular surface* A–C–B, *however, bears a certain resemblance to a sliding surface, it can be called a "pseudo-sliding" surface.*

Points at the half circle [10] A–C–B (fig. 9) become critical when $4\alpha \leqq p \leqq 4.35\ \alpha$.

(*c*) *Nadai* [11] has made tests with mild steel having a yield point strength of material, according to usual tests, of 2395 kg/cm^2, corresponding to $\alpha = \tau_{max.} \cong 1{,}200$ kg/cm^2. The load was applied on a limited area of the plane upper surface of the body. Nadai found no signs of strain or flowlines when $p = 5{,}245$ kg/cm$^2 = 4.37\ \alpha$, but half-circular flowlines were evident when $p = 5{,}540$ kg/cm$^2 = 4.62\ \alpha$.

(*d*) According to formulas given by Fellenius, who has demonstrated, in another paper to this Congress, a theory of rupture along circular sliding surfaces, the slip in the example above comes out when $p \cong 5.\ 6\alpha$.

These figures do not necessarily contradict each other. The writer's figures agree within 10 percent of Nadai's tested values. The rupture may start at A and B, when $p = 4\alpha$. If p increases flowlines may be produced when $4\alpha \leqq p \leqq 4.\ 6\alpha$. These flowlines indicate weakness and are accompanied by settlements, but a catastrophe may not yet ensue. If, however, the load is further increased, a slide or upheaval of the ground on both sides of the loaded area must ultimately take place. The Fellenius sliding surface relates to this last stage of rupture.

If, accordingly, several stages of rupture are discernible, what does "factor of safety" mean? Does it refer to the initial flow ($p = 4\alpha$), to the ultimate collapse ($p = 5.\ 6\alpha$) or to some intermediate state?

In technical computations relating to *elastic* bodies, the term "factor of safety" is usually referred to the ultimate strength: But as the structural member has lost its usefulness when the yield-point strength is exceeded, a great factor of safety is prescribed (say 4).

In computations relating to earth it appears to be customary to refer the safety factor to the ultimate strength and, nevertheless, to be contented with a small factor of safety (say 1, 5). It may be suggested that the so-defined safety factor, related to earth, and especially the ground, ought to be chosen with due regard to the state of stress appertaining to the initial flow. This state of stress is, however, hard to find, if all the complicated conditions encountered in practice are to be taken into consideration, but some characteristic tests and calculations, based on simplified assumptions, may give valuable hints when the safety factor is to be chosen.

SUMMARY

This paper deals with the stresses in triangular embankments of homogeneous soil under the load of their own weight and full water

[10] *The result is obtained by introducing two stress functions equation 5 with origins at* A *and* B. *As chosen parameters* (A_0 A_1 A_2 B_1 *and* B_2 *are used, the result is approximate.*

It is of interest to note that, according to the calculation above, there is no sliding surface proper; but a "pseudo-sliding" surface may be said to proceed successively from A *to* C (*and* B *to* C, *respectively*), *presumably within a short interval of time, either by increasing the load p from* 4α *to* 4.35α, *or by successive local ruptures, when* $p = 4\alpha = constant$. (*Compare the similar successive progression of the rupture line of* α *cane, when broken.*)

[11] *A. Nadai: Versuche über die plastischen Formveränderungen von keilformigen Körpern aus Flusseissen, Z. f. ang. Math. u. Mech. 1921.*

Nadai has also, in later contributions, treated slides in plastic material. See, for instance, Am. Soc. f. Test. Mat. Vol. 31. 1931.

pressure. The Mohr theory of rupture is supposed to be valid for soil, i. e. $\tau_{nv} \leqq \alpha + \beta\ \sigma_n$.

Three types of soil are considered, viz, type A when $\alpha = 0$ and $\beta =$ constant; type B, when $\alpha =$ constant and $\beta = 0$; type C, when α and β are constant or variable.

All soils seem, according to tests, to belong to type C, but calculation is facilitated if the *ideal* type A is first investigated.

By use of stress functions of the form $F = r^{m+2} \Sigma[A_n \cos n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ a method is given for finding the state of stress in earth, type A. As the deformations are not taken into consideration, the solutions found are not unique, but give as boundaries a maximal and a minimal value, between which the real value is to be found. (Compare "active" and "passive" earth pressure.)

The common Rankine formulas are found to express the stresses in a special case, but the method given above is more general, and can be used even in cases where the Rankine formulas are not applicable. Some examples show the computed state of stress in embankments under the load of their own weight and full water pressure. Some of the computed values are compared with tests.

Calculation of the stresses in earth, types B and C, can be made along similar lines, but in application to embankments a more easy, approximate method is given.

There is—so far as the examples go—no need to worry about the stability of a triangular, homogeneous embankment under loading by water, on condition, however, that the slopes are not steeper than the angle ρ in *humid or saturated earth.*

The angle ρ may, in the ideal type A, be taken as the angle of repose, but when earth type C is considered—i. e., practically every kind of earth—the value of ρ must be determined with due consideration to the critical line of Mohr. To arrive at the required margin of safety the angle ρ must be chosen less than the theoretical value above. Further, the common practical rules must be considered, viz: The embankment must not be triangular with a sharp edge at the top, but have the top flattened. The high water mark must not reach the top, as overtopping spells catastrophe. Precautions must also be taken against possible risk of wash-outs.

The considerations presented above bear relation to the embankment proper. The underlying ground, however, must also be stable under the load of embankment and water.

An investigation of the state of stress in the ground is more complicated and is not treated in this paper, with the exception of some arguments respecting the term "factor of stability" having special reference to the stability of the ground.

RESUME

Les efforts par unité de surface sont calculés dans des barrages *argilo-sableux*, homogènes et triangulaires, soumis à l'influence du poids de la digue et de la pression de l'eau, lorsque le réservoir est plein. Il est supposé que la rupture se produit selon la théorie de Mohr, quand $\tau_{nv} \leqq \alpha + \beta\ \sigma_n$ (où τ σ signifie la pression et τ l'effort de cisaillement). Trois types de terre sont considérés: *Type A*, où $\alpha = 0$ et $\beta =$ constant; *type B*, où $\alpha =$ constant et $\beta = 0$; et *type C*, où α et β sont constants ou variables. Toutes les terres appartiennent

en effet au type A selon les essais, mais l'exposition de la recherche est simplifiée en traitant d'abord le type idéal A.

En introduisant une "fonction d'effort" ayant la forme $F=r^{m+2}\Sigma$ $[A_n \cos {}_n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ on obtient une méthode pour calculer les efforts d'une matière sablonneuse du type A. Puisque les déformations ne sont pas considérées, la solution trouvée n'est pas unique mais donne un maximum et un minimum entre lesquels se trouve l'effort véritable. La méthode est applicable aux masses limitées par deux surfaces planes. Dans le cas spécial où l'angle entre les plans est π, la théorie citée donne les formules de Rankine. Ou donne quelques exemples arithmétiques des efforts ainsi calculés. Quelquesunes des valeurs calculées ont été comparées aux valeurs obtenues par des essais.

Il est possible de calculer les efforts analogues des terres types B et C, mais pour les digues une méthode approximative plus facile est discutée.

Les exemples donnés démontrent que la stabilité d'une digue n'est pas compromise par l'influence de la pression de l'eau, pourvu que la pente du talus ne soit pas plus raide que celle indiquée par l'angle ρ de la terre mouillée ou humide.

L'angle ρ est, dans le cas du type idéal A identique à l'angle naturel du talus, mais pour le type C, c'est-à-dire, pour presque toutes les espèces de terre, l'angle ρ est déterminé par la courbe de Mohr. En tenant compte de la marge de sécurité nécessaire l'angle ρ doit être choisi plus petit que la valeur théorique précitée, outre et en les règles ordinaires sont à observer en pratique: par exemple, le profil ne doit pas être triangulaire mais trapézoïdal, la revanche de la digue doit être d'une telle hauteur que le couronnement ne soit jamais submergé, et la résistance à l'érosion souterraine doit être considérer.

Dans le rapport il s'agit de la stabilité du barrage même. Mais il faut que le sous-sol aussi soit stable sous les pressions exercées par la digue et par l'eau.

Le calcul des efforts subis par le sous-sol est plus compliqué et n'est pas traité dans le rapport à l'exception de quelques remarques relatives au terme "facteur de sécurité." Ces remarques concernent en particulier la stabilité du sous-sol.

ZUSAMMENFASSUNG

Vorliegender Bericht behandelt die Spannungen in einheitlichen Erddämmen von dreieckigem Querschnitt unter Belastung durch Eigengewicht und Wasser. Der Wasserspiegel liegt in der Höhe des Scheitels. Es ist vorausgesetzt, dass die Mohr'sche Theorie der Bruchgefahr für Erde gültig ist. Demnach soll $\tau_{nv} \leqq \alpha + \beta\sigma_n$, wo $+\sigma_n$ die Druckspannung und τ den numerischen Wert der Schubspannung bezeichnet.

Es sind drei Typen von Erde erörtert worden. Typ A, gekennzeichnet durch $\alpha=0$ und $\beta=$konstant; typ B durch $\alpha=$konstant und $\beta=0$ und typ C, wo α und β konstant oder veränderlich sind. Alle Erdarten gehören wahrscheinlich zum typ C, aber die Untersuchung wird erleichtert, wenn der ideale typ A zuerst behandelt worden ist.

Durch Einführung einer Spannungsfunktion in der form $F=r^{m+2}\Sigma[A_n \cos n\varphi+B_n \sin n\varphi]$ ist eine Methode für Berechnung der Spannungen in Erddämmen des Types A demonstriert worden. Da die Formveränderungen nicht beachtet worden sind, ist die erhaltene Lösung nicht eindeutig. Ein Maximum und ein Minimum sind ermittelt worden (vergleich aktiven und passiven Erddruck). Die angegebene Methode ist für die Berechnung der Spannungen eines keilförmigen Körpers verwendbar. Im besonderen Falle, dass der Winkel am Scheitel π ist, sind die Rankine schen Formeln angewendet worden. Die berechneten Spannungen sind in einigen numerischen Beispielen mit den Versuchswerten verglichen worden.

Die Spannungen in den Erdarten der Typen B und C können ähnlich mit einigen Modifikationen berechnet werden, jedoch ist ein bequemerer Weg mit besonderer Hinsicht auf Erddämme besprochen worden.

Die numerischen Beispiele deuten an, dass die Stabilität des Dammkörpers von der Wasserbelastung nicht bedroht wird. Dabei muss aber beachtet werden, dass die Böschungen nicht steiler als der Winkel ρ in feuchtem oder wasserdurchtränktem Zustande der Erde sind.

Der Winkel ρ ist im idealen Typ A identisch mit dem natürlichen Böschungswinkel. Im typ C dagegen — d.h. in allen in der Praxis vorkommenden Erdarten — muss der Winkel ρ mit Hinsicht auf die Mohr'sche Umhüllungskurve gewählt werden. Um einen befriedigenden Sicherheitsgrad zu erhalten, muss der Winkel ρ kleiner als der obenerwähnte Mohr'sche kritische Wert bestimmt werden. Dabei müssen die üblichen praktischen Regeln beachtet werden und zwar muss der Erddamm im Querschnitt trapezförmig, nicht dreieckig, sein. Die Dammkrone darf niemals überflutet werden und die Durchspülungsgefahr muss beachtet werden.

Die obigen Erörterungen beziehen sich auf den eigentlichen Dammkörper. Der Baugrund muss auch unter Belastung durch den Dammkörper und das Wasser unbedingt sicher sein. Die Berechnung des Spannungszustandes im Baugrunde ist mehr kompliziert und ist, mit Ausnahme einiger Bemerkungen über den Sicherheitsgrad bezüglich der Rutschgefahr im Baugrunde, im Berichte nicht behandelt worden.

RESUMEN

Los esfuerzos por unidad de superficie se calculan en las presas arcillo-arenosas, homogéneas y triangulares, sometidas a la gravedad del dique y a la presión del agua, cuando el depósito está lleno. Se supone que la ruptura, según la teoría de Mohr, se produce cuando $\tau_{nv} \leqq \alpha+\beta\sigma_n$ (donde σ_n significa la presión y τ el esfuerzo de cortadura). Se consideran tres tipos de tierras: Tipo A, en que $\alpha=0$ y $\beta=$constante; Tipo B, en que $\alpha=$constante y $\beta=0$; y Tipo C, en que α y β son constantes o variables. Todas las tierras en realidad pertenecen al tipo A según los ensayos, pero las investigaciones se facilitan si desde un principio se trata el tipo ideal A.

Al introducir una "función de esfuerzo" teniendo la forma $F=r^{m+2}\Sigma[A_n \cos n\varphi+B_n \sin n\ \varphi]$ se obtiene un método para calcular los esfuerzos de una materia arenosa del tipo A. Como no se consideran las deformaciones la solución encontrada no es única pero da un máximum

y un mínimum entre los cuales se encuentra el verdadero esfuerzo. El método se aplica a las masas limitadas por dos superficies planas. En el caso especial donde el ángulo entre los planos es π, la citada teoría da las fórmulas de Rankine. Se dan algunos ejemplos aritméticos de los esfuerzos así calculados. Algunos de los valores calculados se han comparado a los valores obtenidos por los ensayos.

Es posible calcular los esfuerzos análogos de las tierras tipos B y C, pero para los diques se discute un método aproximativo más fácil.

Los ejemplos dados demuestran que la estabilidad de un dique no se pone en peligro por la influencia de la presión del agua, siempre que la inclinación del talud no sea mayor que la que indica el ángulo ρ de la tierra mojada o húmeda.

En el caso del tipo ideal A, el ángulo es idéntico al ángulo natural del talud, pero para el tipo C, es decir, para casi todas las clases de tierra, el ángulo ρ se determina por la curva de Mohr. Teniendo en cuenta el margen de seguridad necesario, el ángulo ρ debe elegirse más pequeño que el valor teórico precitado, y además deben observarse en la práctica las reglas ordinarias: por ejemplo, el perfil no debe ser triangular sino trapezoidal, la defensa del dique debe ser de una altura tal que la coronación jamás sea sumergida y la resistencia a la erosión subterránea debe tomarse en cuenta.

En la memoria se trata de la estabilidad de la presa misma. Pero es necesario que el subsuelo también sea estable bajo las presiones ejercidas por el dique y por el agua.

El cálculo de los esfuerzos sufridos por el subsuelo es más complicado y no está tratado en la memoria con excepción de algunos comentarios relacionados con el término "factor de seguridad". Estos comentarios conciernen especialmente a la estabilidad del subsuelo.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STANDFESTIGKEITSBERECHNUNGEN VON ERDDAEMMEN*

Ing. CHARLES BRODOWSKI
Vice-Direktor
und
Ing. EDGAR JEUCH
von der Motor-Columbus A. G. für elektrische Unternehmungen, Baden Schweiz

Die Ausbildung der Erddämme wurde in der Schweiz, wie auch sonst überall, vorerst auf empirischem Wege entwickelt, wobei man sich, besonders für grössere Objekte, an die englische Bauweise mit Lehmkern anlehnte. Erst im Jahre 1918 wurde durch den "Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband" eine Kommission eingesetzt, die sich dem Problem der Abdichtung von Seen, Wehren, Dämmen und Stollen widmete. In einer Versuchsanstalt wurden die Eigenschaften von Lehm, dessen Mischungen mit andern Materialien, usw. untersucht.[1] Die Ergebnisse dieser Untersuchungen fanden u. a. Anwendung beim Bau des Arvodammes in Italien.[2] Beim Bau der Dämme der Kraftwerke Albbruck-Dogern [3] [4] und Klingnau sind die

*Calculation of the stability of earth dams.
Calcul de la stabilité des barrages en terre.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

[1] *Bericht der Kommission für Abdichtungen des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes, Verbandsschrift Nr. 15 1927.*
[2] *Ing. A. Steiner. Sulle terre usate nella costruzione della diga dell'Arvo (Cosenza). Annali dei lavori pubblici fasc. 12 1932, Roma.*
[3] *Dr. H. E. Gruner & Ing. R. Haefeli. Beitrag zur Untersuchung des physikalischen u. statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten. Schweiz. Bauzeitung 1934.*
[4] *Research Work in Relation to the Albbruck-Dogern Hydro-Electric Power Station on the Rhine by H. E. Gruner, D. Eng. The Institution of Water Engineers London.*

Damm-Materialien nach neuesten Forschungssystemen im Sinne der Erörterungen auf dem 1. Talsperren-Kongress untersucht worden. Anfangs 1935 ist an der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich ein Laboratorium für Erdbaumechanik, welches unter der Leitung der Professoren für Geotechnik, Wasserbau und Statik steht, ins Leben gerufen worden; dasselbe wird sich auch mit den Problemen der Erddämme befassen.

Im folgenden können keine Theorien über die Berechnung von Dämmen gegeben werden, — dafür stehen uns heute noch zu wenig Laboratoriums-Untersuchungen zur Verfügung — sondern es sollen die bei verschiedenen in der Schweiz oder unter Mitwirkung schweizerischer Ingenieure im Ausland gebauten Dämmen gemachten praktischen Erfahrungen zusammengestellt und, soweit möglich, hieraus gewisse Schlussfolgerungen gezogen werden.

Die Gestaltung eines Erddammes hängt im wesentlichen von den geologischen Verhältnissen des Untergrundes, dem zur Verfügung stehenden Baumaterial und dem Wasserdruck, dem der Damm standzuhalten hat, ferner von seiner Zweckbestimmung ab. In letzterer Beziehung unterscheiden wir 3 Gruppen:

I. Dämme für Flusskorrektionen

Diese müssen ganz besonders gegen Beschädigung durch die bei Hochwasser auftretenden grossen Wassergeschwindigkeiten und den Geschiebetransport geschützt werden, während die Wasserundurchlässigkeit nur soweit von Belang ist, als die Sickerungen nicht zu einem Grundbruch führen dürfen. Der Freibord dieser Dämme, d.h. das Mass zwischen höchstem Wasserspiegel und Dammkrone wird immer sehr reichlich bemessen, da sonst, trotz vorsichtigster Berechnung, bei ausserordentlichen, nicht vorauszusehenden Hochwassern infolge Verschoppungen des Flussprofils durch Holz oder Auflandungen eine Überflutung der Dämme eintreten könnte.

II. Dämme in den Staugebieten von Niederdruckwerken und Dämme für Werkkanäle

Sie sind im allgemeinen nicht sehr hoch, 4–10 m, ausnahmsweise bis 15 m. Meistens haben die gestauten Wasserspiegel keine oder nur ganz geringe Schwankungen; sie werden durch die Wehrverschlüsse auf eine nahezu konstante Kote reguliert. Kleinere Wasserverluste durch Damm und Untergrund dürfen zugelassen werden, da sie die Wirtschaftlichkeit der Anlage wenig beeinflussen, während eine vollkommene Abdichtung mit übergrossen Kosten verbunden wäre. Auch findet man hier kleineren Freibord, relativ geringe Kronenbreite und etwas steilere Böschungen; die Untergrunddichtung besteht meistens nur in Schikanen zur Verminderung der Unterströmung.

III. Dämme als Abschluss von Speicherbecken

Die Dämme dieser Gruppe müssen mit der allergrössten Sicherheit gebaut werden wegen der Verheerungen, die ein Dammbruch für die unterhalb liegenden Ortschaften und menschlichen Bauwerke zur

Folge hätte, und wegen der hierbei für das Werk selbst entstehenden sehr grossen Schäden. Die Dichtung des Dammes selbst und die Abdichtung des Untergrundes muss aufs sorgfältigste durchgeführt werden, da alle Wasserverluste für das Werk einen wirtschaftlichen Schaden bedeuten und Durchsickerungen, namentlich bei höheren Dämmen zu Grund- und Dammbrüchen führen können.

Bei der Ausbildung des Dammquerschnittes und dessen Verkleidung ist zu beachten, dass der Seespiegel grossen Schwankungen unterworfen ist. Ein Überfluten des Dammes bei Wellengang darf nicht vorkommen, weswegen ausser der sehr reichlichen Bemessung der Hochwasserentlastungsanlagen ein hoher Freibord vorgesehen wird.

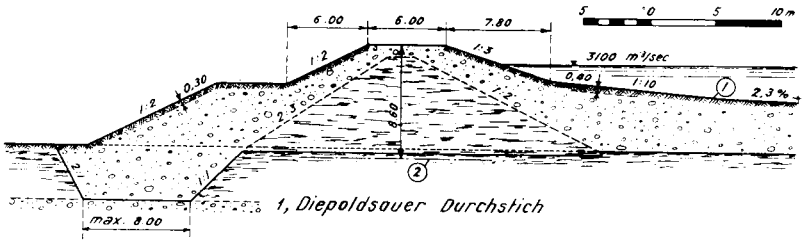
GRUPPE I

Figur 1—Der Rheindamm am Diepoldsauer Durchstich, fertiggestellt 1923.—Der Dammuntergrund besteht auf ca. 3 km Länge aus einer 0,5–5 m mächtigen, erdig-lettigen, z.T. lehmigen Schicht über festgelagertem Kiessand. Vielfach finden sich dazwischen Laufletten-adern (Trieb- oder Schwemmsand). Auf den folgenden 2.200 m findet sich Torf von 4–7m Mächtigkeit und darunter Laufletten, Schlamm und Letten von mindestens 20 m Stärke. Die letzte Strecke von 900 m besteht fast ausschliesslich aus Kiessand. Die Dammhöhe über dem Gelände variiert zwischen 5 und 8 m. Für den Dammkern wurde ausserhalb der Torfstrecke Letten und Lehm unter strengem Ausschluss von Laufletten, für die restlichen Anschüttungen Kiessand verwendet. Am landseitigen Dammfuss wurde auf dieser Strecke der Boden bis auf Kiessand ausgehoben und die Baugrube mit Kiessand wieder aufgefüllt. Dagegen wurde in der Torfstrecke der Torf, weil im allgemeinen nicht abschwemmbar, nicht entfernt. Durch die Belastung wird er stark komprimiert und beinahe undurchlässig. Der Lettenkern wurde in Schichten von 20–30 cm geschüttet, mit Stösseln gestampft oder gewalzt. Die Dammkrone wurde auf der Lettenstrecke um 5–8% überhöht; sie ist heute nach 12 Jahren ungefähr auf der ideellen Projekthöhe. Auf der Torfstrecke betrug die Überhöhung 1,50 m; sie ist an einzelnen Stellen auf Null, im allgemeinen auf 50–80 cm gesunken. Durchsickerungen sind dort, wo die Flussohle über dem Gelände liegt, zu beobachten. Sie wachsen mit dem Ansteigen des Flusses; mit dem Übertritt des Wassers in die Vorländer und daheriger beträchtlicher Vermehrung der Infiltrationsfläche nehmen sie sehr stark zu. Bald nach Eröffnung des Durchstiches zeigten sich im angrenzenden Gelände stellenweise bedeutende Aufweichungen des Bodens und stark aufsprudelnde Quellen klaren Wassers. Durch Belastung mit Steinen und Sandsäcken auf Bretterunterlagen konnte vorläufig der Gefahr eines Aufbruches begegnet werden. Durch Drainage, Beseitigung des Lettens und Triebsandes im Untergrund und Auffüllen mit Bruchschutt oder Kies wurde dem Übelstand definitiv abgeholfen.

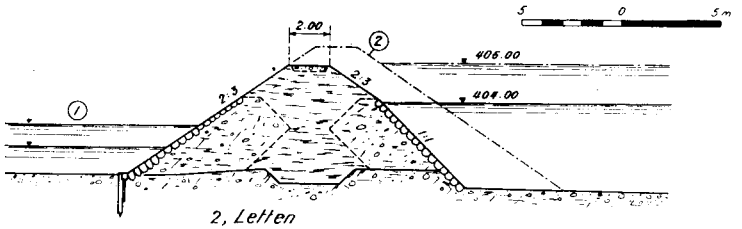
Bei Nieder- und Mittelwasserständen, wo das Wasser noch nicht ins Vorland übertritt, ist ein Rückgang der Sickerwassermengen infolge Verschlickung festzustellen.

Legende - symbols - legende - leyenda

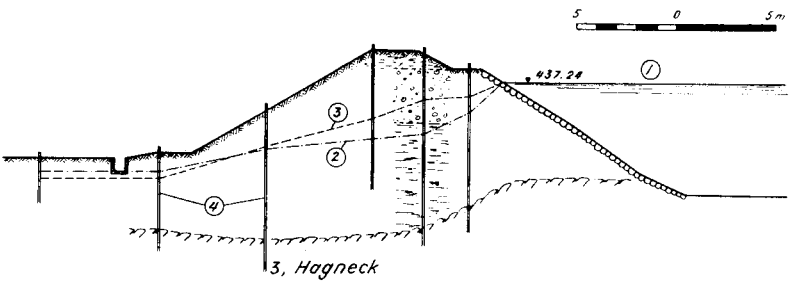
1
2
3
4
5
6
7
8
9



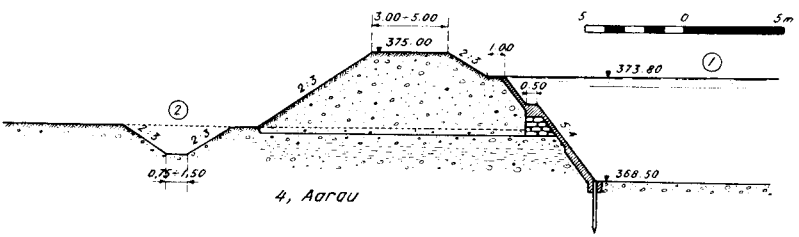
1, Diepoldsauer Durchstich



2, Letten



3, Hagneck



4, Aarau

Beim ausserordentlichen Hochwasser vom 25. September 1927 von 3100 m^3 sec zeigten sich stellenweise infolge der Durchsickerung Aufsackungen der Rasenverkleidung und erhebliche Durchquellungen.

Nach Ansicht des Rheinbauleiters hat sich die angewandte Bauweise technisch und wirtschaftlich bewährt und kann für ähnliche Fälle empfohlen werden.

GRUPPE II

Figur 2.—Der im Jahre 1875 gebaute Kanaldamm des *Kraftwerkes Letten* der Stadt Zürich besteht aus einem Lehmkern und 2 seitlichen Stützkörpern aus Moränematerial. Es scheint, dass das am Fusse der dortigen grossen Moräne vorhandene Aushubmaterial für den Damm verwendet worden ist. Die Böschungen sind relativ steil angelegt, die Dammkrone liegt nahezu 2 m über dem Kanal-Wasserspiegel.

Figur 3.—Der linksseitige Damm im Staugebiet des *Kraftwerkes Hagneck* (errichtet 1897–99) wurde aus Kies auf einen ältern Damm aus lehmigem Material aufgeschüttet; in der Tiefe Liegt Molassefels.

LEGENDE

1. **Kies.** — Gravel. — Gravier. — Grava.
2. **Sand.** — Sable. — Arena.
3. **Schwimmsand.** — Quicksand. — Sable mouvant. — Arena movediza.
4. **Kohärente Bodenarten: Ton, Lehm, Letten, Schlick.** — Coherent soils: clay, loam, marl, soft mud. — Terrains cohérents: argile, glaise, marne, vase. — Terrenos coherentes: greda, arcilla, marga, fango.
5. **Moräne, Bergschutt.** — Moraine, heap of rocks. — Moraine, éboulis de rocher. — Morena, montón de rocas.
6. **Humus, Rasenverkleidung.** — Turfing. — Revêtement de gazon. — Encespedado.
7. **Fels.** — Rock. — Rocher. — Roca.
8. **Steinpflasterung.** — Stone-paving. — Pavé en enrochement. — Empedrado.
9. **Beton.** — Concrete. — Béton. — Hormigón.

ABBILDUNG 1

(1) **Rhein-Vorland.** — Rhine bank. — Les auges du Rhin. — Terreno aluvial del Rhin.
(2) **Sohlenhöhe des Rheins.** — Bottom elevation of the Rhine. — Hauteur du thalweg du Rhin. — Altura del fondo del Rhin.

ABBILDUNG 2

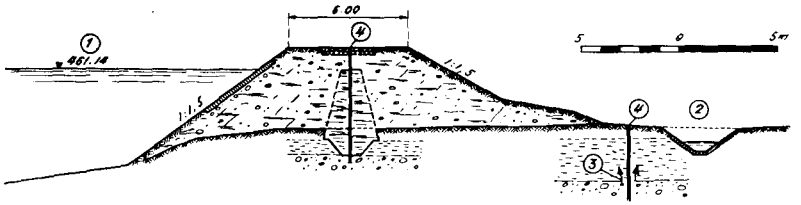
(1) **Limmat.** — Limmat River. — Rivière Limmat. — Río Limmat.
(2) **Projektierte Erhöhung.** — Projected fill. — Surélévation projetée. — Elevación proyectada.

ABBILDUNG 3

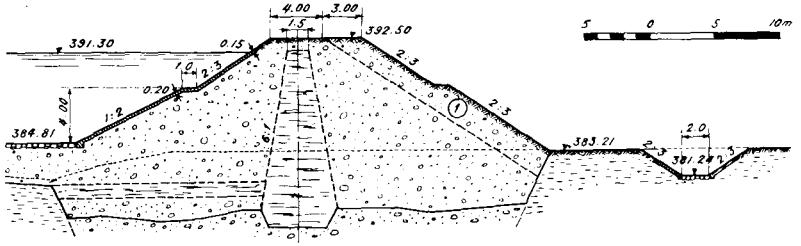
(1) **Aare.** — River Aare. — Rivière Aare. — Río Aare.
(2) **Sickerlinie vor der Injektion.** — Percolation line before grouting. — Niveau d'infiltration avant l'injection. — Nivel de infiltración antes de la inyección.
(3) **Sickerlinie nach der Injektion.** — Percolation line after grouting. — Niveau d'infiltration après l'injection. — Nivel de infiltración después de la inyección.
(4) **Wasserstandsrohre.** — Piezometric pipes. — Tubes piézométriques. — Tubos piezométricos.

ABBILDUNG 4

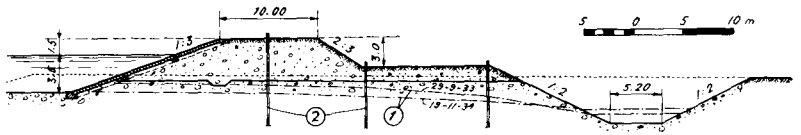
(1) **Kanal.** — Canal.
(2) **Sickergraben.** — Drainage ditch. — Fossé de drainage. — Zanja de desagüe.



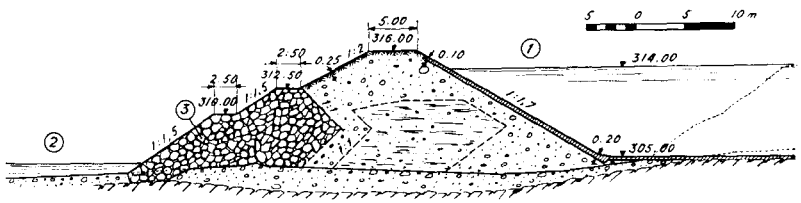
5, Kallnach



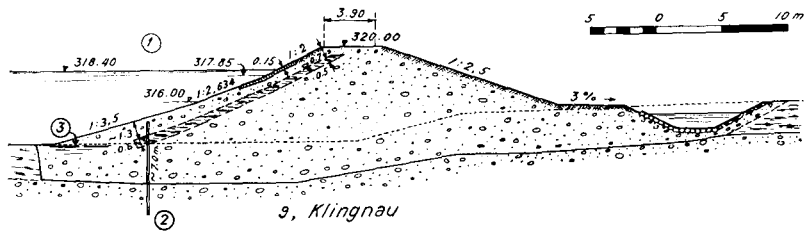
6, Gösgen



7, Damm im Staugebiet eines Flusskraftwerkes



8, Albbruck-Dogern



9, Klingnau

Figur 4.—Die beim Kraftwerk der Stadt Aarau 1909/12 errichteten Dämme von max. 5,5 m Höhe sind auf Flusskies, der mit Schlammsandbänken und Grobgeröll abwechselt, fundiert und bestehen aus einer eingewalzten Aufschüttung von Kiessand. Bei sandigem Untergrund wurde zum Schutz der Innenböschung eine Steinbollenvorlage vorgesehen.

Figur 5.—Beim Damm von Oltigen-Niederried aus den Jahren 1909/12 im Staugebiet des Kraftwerkes *Kallnach*, an der Aare oberhalb des Werkes Hagneck, bestehen der Untergrund aus Kies- und Sandschichten, über denen Schlammsand und Humus liegen, die Stützkörper aus Mergel mit Sandsteineinlagen. Der Mergelkern wurde bis auf Grundwassertiefe auf Kies fundiert. Unter den Stützkörpern wurden Schlammsand und andere leichte Bodenarten zum Teil belassen. Damm und Kern wurden in 20 cm hohen Schichten gewalzt.

Figur 6.—Bei den 1914–17 errichteten Kanaldämmen des unterhalb Olten liegenden Aarekraftwerkes *Gösgen* besteht der Untergrund aus Niederterrassenschotter mit normaler Granulierung; darüber liegt eine bis 1,5 m starke Schicht lehmigen Sandes, der mit dem Kiessand vom Aushub vermischt ein gutes Dammaterial ergab. Diejenigen Dämme, die unter einem Wasserdruck von mehr als 4 m stehen, erhielten einen Dichtungskern aus sandschüssigem Lehm, welcher in Schichten von 20 cm aufgeschüttet, genässt und mit 1,8 t Walzen gepresst wurde. Die Stützkörper wurden in Schichten von 50 cm Höhe mit Walzen von 6 t Gewicht gewalzt und genässt. Die an Ort und Stelle gegossenen Betonplatten ohne besondere Fugendichtung dienen in den Partien ohne Kern auch zur Abdichtung. Auf der ganzen Fundamentbreite wurde Humus und Schlammsand entfernt.

ABBILDUNG 5

(1) **Aare.**
(2) **Binnenkanal.** — Lateral canal. — Canal lateral.
(3) **Wasseraufstösse.** — Water spring. — Sorties d'eau. — Manantiales.
(4) **Sondierbohrungen.**—Test borings. — Sondages. — Sondeos.

ABBILDUNG 6

(1) **Gewöhnliche Anschüttung.**—Additional fill. — Remblai ajouté. — Relleno adicional.

ABBILDUNG 7

(1) **Sickerlinien.** — Percolation gradient. — Niveau d'infiltration. — Nivel de infiltración.
(2) **Wasserstandsrohre.** — Piezometric pipes. — Tubes piézométriques. — Tubos piezométricos.

ABBILDUNG 8

(1) **Kanal.** — Canal.
(2) **Rhein.** — Rhine River. — Rivière Rhin. — Río Rhin.
(3) **Felsschüttung.** — Riprap. — Enrochement. — Escollera.

ABBILDUNG 9

(1) **Aare.**
(2) **Larssen-Spundwand.** — Larssen sheet-piling. — Palplanches Larssen. — Tablestacas tipo Larssen.
(3) **Grundwasser während des Baus.** — Underground water level during construction. — Nappe souterraine pendant la construction. — Aguas subterráneas durante la construcción.

Sickergräben verhindern die Versumpfung des umliegenden Geländes, die bergseitig gelegenen Gräben werden mittelst 2 Durchlässen unter dem Kanal durchgeführt. Diese besitzen zur besseren Dichtung Betonrippen, die in den Lehmkern eingreifen.

Figur 7.—Bei einem im Staugebiet gelegenen Damm eines im Jahre 1932 beendeten *Kraftwerkes* besteht der Untergrund aus Kies und Sand, durchsetzt von Nagelfluhbänken. Schlick- und Schlammsandablagerungen wurden, wenn nicht zu mächtig, vollständig entfernt. Überall ist aber mindestens ein Schlitz bis in den guten Kiesgrund ausgehoben worden. Die aus natürlichem Kiessandgemisch bestehenden Dämme wurden nicht gewalzt, aber bei den höheren Partien in der Nähe des Wehres eingeschlemmt. Wasserseitig besteht die dichte Abdeckung aus kreuzweise armierten Betonplatten P. 300 von 5,50/5,50/0,15 m; sie sind schachbrettförmig auf unarmierten Betonrippen von 0,30/0,50 m verlegt. Die auf den Rippen liegenden Stossfugen wurden anfänglich mit Mammutpappe und nach 2 Jahren teilweise mit Igas nachgedichtet, um beginnenden Frostschäden in den Fugen vorzubeugen. Der Parallelgraben wurde so tief angeordnet, dass das Grundwasser nach dem Aufstau nicht ansteigen konnte.

Figur 8.—Bei den 1930/33 erbauten Dämmen in Staugebiet und Oberwasserkanal des Kraftwerkes Albbruck-Dogern liegt der gestaute Wasserspiegel im Maximum 12 m über dem natürlichen Gelände. Der Untergrund besteht aus Tonmergel mit Nagelfluh, Kalk und Kalkmergel; hierüber liegen alluviale Schichten von Kiessand, zuoberst liegt Schlick von 3–7 m Stärke. Für die Erstellung der beidseitigen Dammfüsse sind alle wenig durchlässigen Materialien, wie Humus, Erde, Schlick, etc., bis auf den durchlässigen Kiesuntergrund ausgebaut worden. In der Dammitte sind in die Grasnarbe des meist anstehenden Schlicks, im Abstand von 0,8–1,00 m, mit dem Pflug Furchen gezogen worden, um eine gewisse Verzahnung der Kiesschüttung mit dem Untergrund herzustellen. Etwa vorhandene Schlemmsandnester sind auf der ganzen Dammbreite entfernt worden.

Mangels genügender Mengen Kies aus dem Kanalaushub ist bei grösseren Dammhöhen der Dammkern in Schlick geschüttet worden.

Bei der Gewinnung des Schüttmaterials für den Dammantel wurden Humus, Schlick und Wurzelwerk, etc., entfernt. Das Einbringen dieses Materials erfolgte ausschliesslich mit Rollbahnen, deren Transportzüge ein gutes Einrütteln des Dammaterials sicherten. Nur an einzelnen Stellen, wo das Befahren nicht möglich war, wurden die Dämme eingeschlemmt. Da ein eigentlicher Dichtungskern nicht vorhanden ist, so wurde sowohl die Sohle als auch die Böschung des Kanals mit Beton verkleidet und gedichtet. Die Verkleidung der Böschungen erfolgte mit einer Betoniermaschine (System Dingler) und an der Sohle mit einem Strassenfertiger. Unmittelbar anschliessend wurde die Verkleidung geglättet und im Bereich der Wasserspiegelschwankungen mit Inertol gestrichen.

Weil bei früheren Dammbauten Schlick oder Sand mit colloidalen Beimischungen weder als Dammuntergrund noch als Dammschüttung zugelassen worden waren, so mussten vorerst die Eigenschaften dieses Bodens im Laboratorium untersucht werden, um auf Grund

von Stabilitätsuntersuchungen nach den neueren Theorien die Dimensionierung des Querschnittes und die Materialverteilung in demselben festzusetzen. Im besondern war dabei auch die Verminderung der Gleitsicherheit des Dammes bei einer raschen Absenkung des Kanalwasserspiegels zu berücksichtigen (siehe Fussnoten 3 und 4). Im Diagramm, Figur 19, ist vergleichshalber die Kornzusammensetzung von Schlick und Kies mit Bodenarten anderer Dämme zusammengestellt. Interessant ist, dass Konsistenzgrenzen, Verdichtungs- und Schubversuch, spezifischer elektrischer Widerstand, beim lehmigen Schlick ähnliche Werte ergeben wie beim Material, das für die Dichtungsschicht der Klingnauer Dämme verwendet wurde.

Figur 9.—Die Dämme im Staugebiet des Werkes *Klingnau* an der Aare (1935 eingestaut) sind auf tragfähigem, aber zum Teil sehr durchlässigem Kiesboden von 7–10 m Stärke gegründet; Humus, Torf, Schlick usw. wurden auf die ganze Breite des Dammfundaments entfernt. Der Kiessand (Fig. 19) für den Stützkörper wurde in einer Seitenentnahme im Wasser gebaggert, in 1 m hohen Schichten geschüttet und durch Befahren mit der Feldbahn eingerüttelt. Das Dichtungsorgan der niedrigeren Dämme ist ein Betonbelag aus armierten Platten, das der höheren (Fig. 9) ein Lehmschlag. Das Material hiefür stammt aus einem Lösslager, wo es aus Ton- und sandigen Lehmschichten gemengt wurde. In 25–30 cm dicken zur Böschung parallelen Lagen angeschüttet, noch grubenfeucht mit 2–3 t schweren Walzen verdichtet, etwas genässt, wurde die fertige Dichtung noch mit einer 0,9 t Walze abgeglättet und sofort mit Kies zugedeckt. Auf ca. 1½ km Länge, wo die Fundamentschüttung in 3–4 m tiefes Wasser erfolgen musste, und einerseits eine teilweise Entmischung derselben eintrat, andererseits aber auch der Lehmschlag nicht bis auf den gewachsenen Kiesboden ausgeführt werden konnte oder wo der Untergrund besonders durchlässig war, wurde durch den Lehmschlagfuss eine Larssenwand geschlagen (s. Fig. 9). Bei zu steiler Böschung der Kiesauflast neigt diese dazu, auf dem durchnässten Lehmschlag abzugleiten. Die Nachprüfung des Gleichgewichts nach der Erddrucktheorie ergab, dass bei gegebener Böschungsneigung, innerer Reibung der Kiesüberdeckung und Reibung der letzteren auf dem Lehm, bei einer bestimmten Dammhöhe die Larssenwand das Gleiten nicht mehr verhindern kann, indem dann die untersten Partien der Kiesauflast über die Larssenwand hinweggeschoben werden. Bei dem schliesslich angewandten Profil, Figur 9, kann bei einem inneren Reibungswinkel des Kieses von 30° jener des Kieses auf dem Lehm auf ca. 12° zurückgehen, bevor ein Abgleiten infolge Auslaufens des Böschungsfusses eintritt. Der Durchlässigkeitskoeffizient K des bei den Vorversuchen im Laboratorium nur leicht eingestampften Lehmgemisches lag zwischen $7{,}2 \cdot 10^{-8}$ und $7{,}7 \cdot 10^{-8}$, d.h. die bei einem Gefälle J=Wasserhöhe/Sickerweg=1 durch 1 m² durchsickernde Wassermenge erreicht 72–77 mm³/sec oder 6,2–6,6 L/Tag. Vor dem Einstau wurden den Lehmbelägen 2 Proben entnommen, die in natürlicher Lagerung auf Durchlässigkeit geprüft, in den ersten 77 Stunden K-Werte von nur $2{,}4 \cdot 10^{-8}$ und $1{,}72 \cdot 10^{-8}$

ergaben. Nachdem sie wieder vollständig mit Wasser getränkt waren, wurden sie praktisch undurchlässig. Der Erfolg des Walzens zeigt sich aus den geringeren *K*-Werten. Die Durchlässigkeitsprobe des Schüttmaterials im Laboratorium ergab *K*-Werte von 0,00063 für den rechten Damm und 0,000165 für den linken Damm. Durch Pumpversuche wurden für den Untergrund Werte von 0,004 bis 0,4 festgestellt. Es waren deshalb beim Einstau beträchtliche Sickerverluste unter den Dämmen hindurch zu erwarten.

ERFAHRUNGEN ÜBER DIE BEWÄHRUNG DER DÄMME

A. Setzungen sind bei dem allgemein vorhandenen kiesigen Untergrund und gleichem Damm-Material unbedeutend; sie erreichen z.B. bei *Gösgen* höchstens 10 cm; bei den neueren Dämmen *Albbruck-Dogern* und *Klingnau* ist eine Überhöhung von durchwegs nur 10 cm angeordnet worden. Die Böschungsverkleidungen von *Aarau* haben im oberen Teil hie und da, wohl infolge von Setzungen, Risse bekommen und mussten geflickt werden.

B. Durchsickerungen sind beinahe überall aufgetreten, sie nahmen aber mit der Zeit ab. Bei *Letten* traten einzelne Durchsickerungen durch den Damm selbst auf, da wo der Kern aus weniger geeignetem Material ausgeführt war; die betreffenden Stellen wurden ausgebessert. Bei *Hagneck* hatte man beobachtet, dass, obschon die Gesamtverluste durch das 150 m lange Dammstück nur rd. 20 L/sec betrugen, Trichterbildungen auftraten, die auf Höhlungen im Dammminnern wiesen. Sondierungen ergaben, dass der Damm eine sehr unregelmässige Materialzusammensetzung von Sand, Kies, Mergel und Mergelbrocken aufwies. Durch die Zement-Sand-Injektionen 1:1 wurden die Verluste auf rd. 0,1 L/sec reduziert. Es zeigte sich, dass die Durchsickerungen bei konstantem Stau mit der Wassertemperatur zu- und abnehmen. Es wird dies bei der herrschenden laminaren Strömung der veränderten Viskosität des Wassers zugeschrieben. Bei *Aarau* traten Durchsickerungen durch Damm und Untergrund auf; erst nach 10 Jahren waren Wände und Sohle kolmatiert. An einer gefährdeten Stelle wurde nachträglich ein Lehmkern eingebracht. Bei *Gösgen* traten im Parallelgraben der Dammstrecken, welche keinen Lehmkern haben, auf rd. 100 m Länge eine Anzahl kleiner Quellen zu Tage. Die Sickerwassermenge ist im Sommer von anfänglich rd. 60 L/sec heute auf ca. 20 L/sec zurückgegangen. Im Winter sind die Verluste jeweils verschwindend klein, was wohl der grösseren Viskosität des Wassers zuzuschreiben ist, andererseits aber auch mit den nicht näher untersuchten Grundwasserverhältnissen zusammenhängen mag. Einen gewissen Einfluss haben vielleicht auch an der Kanalwand im Herbst sich bildende und dichtende Algenpolster, die im Frühjahr wieder abfallen. Bei den Dämmen mit Lehmkern sind keine Durchsickerungen durch den Damm aufgetreten. Drei Jahre nach Betriebseröffnung bildeten sich auf einer kurzen Strecke in der Dammkrone wasserseits vom Lehmkern einige belanglose Trichter, die mit Material nachgefüllt und mit einem Kontroll-Standrohr versehen wurden. Es zeigte sich, dass der Wasserstand im Standrohr ca. 70 cm tiefer stand als im Kanal. Bei Absenkung des Kanalspiegels um 70 cm sank der Spiegel im Standrohr um 50 cm. Durch Fluorescinfärbung des Wassers

im Standrohr zeigten sich am folgenden Tage in dem 80 m kanalabwärts liegenden Durchlass Farbspuren in einer dort vorhandenen kleinen Sickerung, welche seither versiegt ist. Irgendwelche Setzungen oder neue Trichterbildungen sind in der Folge nicht mehr vorgekommen.

Kallnach.—Auf einer Strecke von 160 m, wo die grössten Verluste auftreten, betragen diese bei Normalstau 360,34 m 150 l/sec. Im anschliessenden Gelände sind Aufweichungen eingetreten, die bis jetzt noch zu keinen besonderen Vorkehrungen Anlass gaben. Bei dem im Jahre 1932 fertiggestellten *Flusskraftwerk* (Fig. 7) wurde der rechtsseitige Parallelgraben für ein Einzugsgebiet von 4 km Länge an seinem unteren Ende für 11 m^3/sec Sickerwasser bemessen. Der Durchlässigkeitskoeffizient des Untergrundes war durch Versuche bestimmt worden. Beim Aufstau erreichten die Sickerungen nur 2,2 m^3/sec. Der eigentliche Dammkörper ist infolge des Betonbelages dicht. Durch die Beseitigung des alten Flussdammes war das Vorland seiner Humusnarbe beraubt worden. Sie wurde durch eine 30–40 cm starke Schicht lehmhaltigen Sand ersetzt. Während des Probestaues haben sich darin grosse Trichter gebildet, und die Dichtungschicht ist zum Teil verschwunden. Sie wurde dann durch stärkere Schüttungen ergänzt und auch das übrige Vorland besser gedichtet; doch lassen gewisse Quellen im Drainagekanal darauf schliessen, dass sich im Vorland wieder neue Trichter gebildet haben.

Die Sickerungen wurden beim erstmaligen Einstau mit zunehmender Höhe immer ergiebiger, in der Folge haben sie aber durch den natürlichen Kolmatierungsvorgang stark abgenommen. Vorgenommene Spiegelschwankungen von 1 m genügten jedoch, um den Kolmatierungsprozess zu stören, sodass die Sickerungen wieder zunahmen. Die Figur 7 zeigt die Senkung der Sickerlinie im Zeitraum von einem Jahr.

Albbruck-Dogern.—Bei allen dortigen Dämmen haben die Sickerungen während des Aufstaues mit wachsendem Wasserspiegel zugenommen. Im Werkkanal haben diese Sickerverluste sofort nach Inbetriebsetzung des Werkes infolge der Kolmatierung beinahe aufgehört. Die Entwässerungsgräben längs der Rheindämme führen auch jetzt noch etwas Wasser, welches wahrscheinlich als Infiltration durch den Untergrund vom offenen Rhein und vom landseitigen Grundwasserstrom stammt. Die Sickerungen durch die Rheindämme haben in den ersten 6–8 Monaten nach dem Aufstau befriedigend abgenommen; seither scheint sich ein Beharrungszustand eingestellt zu haben. Eine Erweiterung der Sickerwege hat sich nur an einer Stelle, wo die wasserseitige Böschungsverkleidung defekt war, eingestellt. Vereinzelt sind am luftseitigen Rheindammfuss Aufweichungen eingetreten, wo zu starke Schlickbeimengungen den Austritt des Sickerwassers in den Dammgraben behinderten. An Stellen, wo Geländeversumpfungen eintraten, wurde durch Entwässerungsleitungen, die mit der tiefgelegenen wasserführenden Kiesschicht in Verbindung stehen, das Grundwasser entspannt und die Versumpfung rückgängig gemacht.

Klingnau.—Wasseraustritte aus dem Dammkörper sind nirgends sichtbar. Die Wassermenge in den Vorflutgräben links und rechts des Stausees betrug unmittelbar nach dem Aufstau je ca. 2,500 L/sec.

Sie setzt sich zusammen aus Grundwasser und Sickerwasser aus dem Staugebiet. Nach dem ersten grösseren Hochwasser im Herbst 1935 haben die Gesamtverluste infolge Kolmatierung um ca. 30% abgenommen. Aufweichungen auf der Landseite der Dämme sind nirgends aufgetreten.

Sämtliche oben beschriebenen Dämme haben sich bis jetzt gut gehalten und als standfest erwiesen. Im folgenden soll noch auf einige Erscheinungen hingewiesen werden. Die Böschungen des Dammes *Letten* sind mit Bäumen bepflanzt; durch das Wurzelwerk entstanden Schäden an den Verkleidungen; im übrigen würde keine Veranlassung vorliegen, den Damm bei Verwendung von gutem Lehm in anderer Weise zu bauen. Bei den Kanaldämmen von *Aarau* befriedigte die Abdichtung nicht ganz; bei dem stark durchlässigen Dammbaumaterial wäre es besser gewesen, einige höhere Strecken mit Lehmkern auszuführen. Nach den Erfahrungen von *Gösgen* scheint es empfehlenswert, bei Dämmen von über 4 m Höhe die luftseitigen Böschungen wegen der besseren Erhaltung der Rasenfläche mindestens zweifüssig auszuführen. Der Lehmkern hat sich für diese Art Dämme, wenn er tief genug fundiert wird, auch bei durchlässigem Untergrund gut bewährt.

Die Kanaldämme von *Albbruck-Dogern* sind insofern bemerkenswert, als für die Dichtung eine durchgehende Betonschale ausgeführt und in der Mitte des Dammes ein niedriger Schlickkern belassen wurde. Bei dieser Konstruktion muss aber der Dammantel durchlässig sein, damit das hinter die Schale dringende Sickerwasser in den Untergrund abfliessen kann, ohne den Schlick mitzureissen.

Der Projektverfasser empfiehlt auf Grund der daselbst gemachten Erfahrungen die Beachtung folgender Regeln:

Beide Dammfüsse, besonders aber der luftseitige, sollten möglichst tief in den kiesigen Untergrund geführt werden, zur sicheren Ableitung des Dammsickerwassers ins Grundwasser, resp. von Sicker- und Grundwasser in den Sammelgraben; dabei soll auf der Luftseite der Dammfuss in reinem Kiesmaterial von 40–100 mm Korngrösse in 1 m Stärke geschüttet werden. Kann keine einwandfreie Wasserhaltung des Fundamentaushubes erreicht werden, so sollte der durch die Baggerung aufgewirbelte Schlamm durch Pumpen entfernt werden. Auch das übrige zur Schüttung verwendete Kiesmaterial soll durchlässig sein.

Der *Betonbelag* der Böschungen ist bei *Gösgen* in erdfeuchtem Zustand auf einer Kiesunterlage von Hand aufgestampft worden und weist heute nach rd. 20 Jahren noch nicht die geringsten Schäden auf. Gut erhalten haben sich die armierten Platten P. 300 des *Flusskraftwerkes* (Fig. 7) mit Ausnahme einzelner Stellen, wo diese zu sehr eingespannt waren, sodass sie den Setzungen des Dammes nicht folgen konnten und deshalb Risse erhielten. Bei den Böschungen am Werkkanal wurde bei der Betonierung mit der Dingler'schen Maschine das Drahtgeflecht aus seiner richtigen Lage gebracht, und es kam, da nicht mehr vom Beton umhüllt, als Armierung nur mangelhaft zur Wirkung, weshalb häufig Platten geborsten sind. In der Oberfläche des Betons bildeten sich durch das Walzen feine Risse, die durch den Rotationsbetonglätter nur oberflächlich gedichtet wurden. Die schwache Zementdosierung von nur 200 kg/m³, sowie diese Risse hatten eine weitgehende Zerstörung der Betonplatten

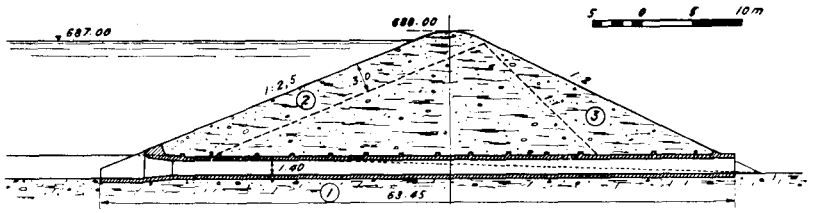
durch Frost im Bereich der Wasserspiegelschwankungen zur Folge. Man behalf sich nachträglich mit einer Gunitierung der ganzen Frostzone. Bei *Dogern* zeigte der Inertolanstrich der Betonplatten eine ungenügende Haftfestigkeit, sodass sich bald eine Nachbehandlung als notwendig erwies.

GRUPPE III

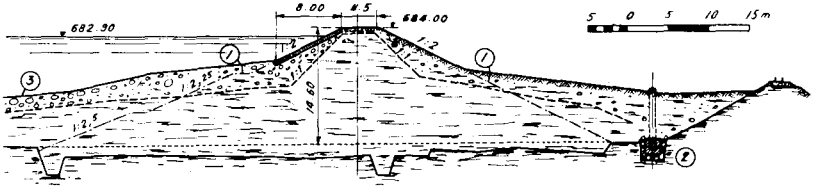
Figur 10.—Der Damm des Weihers des Kraftwerkes Waldhalde a.d. Sihl (erbaut 1894–95).—Der Untergrund wurde überall bis an die Tiefe einer tragfähigen und dichten Moräne zum Teil einige Meter tief ausgehoben, wobei seitliche Grundentwässerungen vorgenommen wurden. Für die Anschüttung wurde Moränematerial unter Ausscheidung von Steinen von über Hühnereigrösse verwendet. Das Dammaterial wurde in Schichten von 20 cm Stärke aufgebracht und mit Stösseln auf die Hälfte verdichtet; wasserseitig wurde es auf eine Breite von 3 m mit Kalkpulver bestreut und benetzt, und dadurch eine sehr dichte und harte Schale erzielt, sodass sich eine wasserseitige Böschungsverkleidung erübrigte. Da die Weiheroberfläche bei einem Beckeninhalt von 250.000 m^3 nur 50.000 m^2 beträgt und deshalb keine grösseren Wellen entstehen können, genügte ein Freibord von rd. 1 m über dem höchsten Wasserstande, d.h. 2 m über der Überlaufkrone. Die eiserne Entnahmeleitung befindet sich unterhalb dem Dammkörper.

Figur 11.—Die Erddämme des Stauweihers des Kubelwerkes (erbaut 1898–1900).—Der Weiher liegt in einem Erosionstälchen der Molasse. Über dem Molassefels liegen gelber Lehm — Verwitterungsprodukt des Mergels — und darüber ausgedehnte Torfschichten. In den Dammlagern wurden auf die ganze Breite Humus und lehmhaltiger Torf bis auf den festen gelben Lehm entfernt. Als Dammaterial wurde der ziemlich sandarme Lehm der Talhänge verwendet. Dieser zeigte am Westdamm schon bei geringer Höhe der Anschüttung Neigung zum Ausquetschen; bei weiterer Erhöhung schoben die aus dem Normalprofil verrutschten Massen den weichen Untergrund vor sich her. Erst nachdem dieser sowie die verrutschten Lehmmassen durch eine starke Stein- und Kiesauffüllung gleichmässig belastet worden waren, trat endgültig Ruhe ein, und es konnten die obern 5 m des Dammes projektgemäss ausgeführt werden. An den beiden Böschungen wurde kiesiges Erdmaterial aufgebracht und auf der Wasserseite eine Trockenpflästerung auf einer Kiesunterlage von 0,7–1 m Stärke ausgeführt. Der luftseitige Dammfuss und das umliegende Gelände wurden sorgfältig entwässert. Der Damm wurde in Schichten von 20–25 cm mit einer 3 t schweren Walze verdichtet, oder, wenn das Material zu feucht war, mit Stösseln gestampft; bei ganz nassem Material wurde die Oberfläche zur Erhärtung jeweils mit Kalkpulver bestreut. Am Norddamm, der aus demselben Lehm besteht, aber nur 5½ m hoch ist, ging der Bau ohne Schwierigkeiten vor sich.

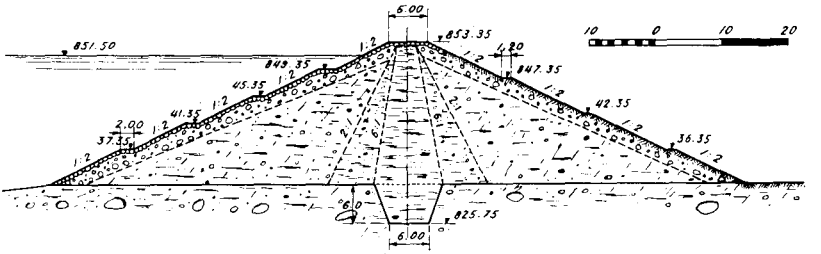
Figur 12.—Staudamm des Jahresspeichers des Löntschwerkes am Klöntalersee erbaut 1905–08 als erster bedeutender Damm in der Schweiz. Der natürliche See, durch 2 vorgeschichtliche Bergstürze entstanden, war, obschon im Kalkgebirge liegend, dank der Ablagerung von Seeschlamm, vollkommen dicht. Sondierungen ergaben



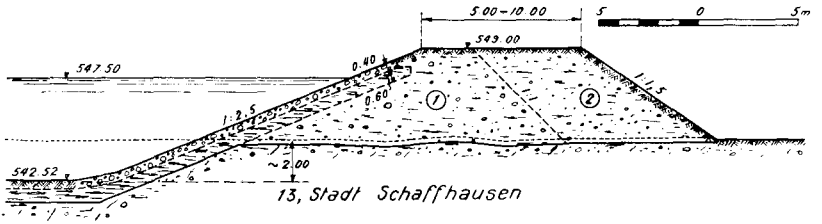
10, Waldhalde



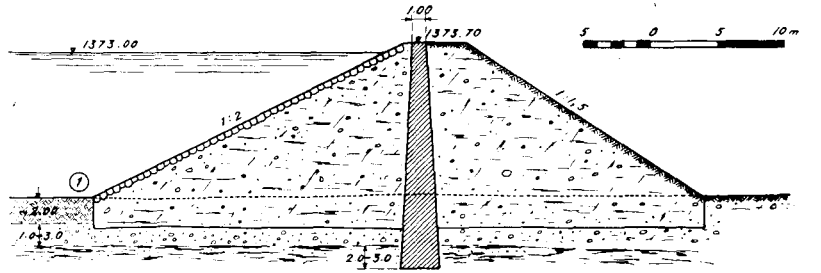
11, Kübel



12, Lönisch



13, Stadt Schaffhausen



14, Arniberg Süddamm

zwischen Seeufer und Dammbaustelle unter der Humusdecke eine 1–1,5 m starke Lehmschicht als Verwitterungsprodukt des Kalkschiefers. Der Seespiegel war früher einmal 60 m höher und hatte sich infolge der Erosionsarbeit seines Ausflusses, des Löntschbaches, gesenkt. Durch den Staudamm wurde die Erosionsrinne z.T. wieder geschlossen.

Das Dammlager besteht aus gemischtem Stein- und Lehmmaterial und erwies sich als sehr standfest, war aber nicht durchwegs dicht gelagert. Es zeigten sich darin einzelne Sickerlöcher von Armsdicke. Der Wasserandrang war im allgemeinen unbedeutend. Nur bei zwei schon bestehenden Anzapfungsstollen, die für eine teilweise Ausnützung des Sees schon früher errichtet worden waren, war er beträchtlich. Der Damm erhielt einen Lehmkern. Das Material für Kern und Auffüllung fand sich in unmittelbarer Nähe über dem zukünftigen Seespiegel vor. Der sandschüssige Lehm in einer Schicht von rd. 2 m Mächtigkeit wurde von Hand ausgehoben und sortiert — wobei alle Steine herausgelesen wurden — in Schichten von 25–30 cm eingebracht, reichlich genässt und mit Holzstösseln sorgfältig gestampft. Da, wo die zwei Stollen den Kern kreuzten, wurden sie auf eine Länge von 25 m entfernt und der Kern mehrere Meter unter die Stollensohle hinabgeführt; wasserseits wurden die Stollen mit Lehm zugestampft. Mit derselben Sorgfalt wie der Kern wurde der anschliessende Teil aus feinerem erdigem und lehmigem Material eingebracht. Dieses Material war nicht mehr ganz steinfrei. Die Anschüttung des Stützkörpers aus steinigem Material (Bergsturzmaterial) erfolgte in Schichten von 40–50 cm, die ebenfalls mit Stösseln gestampft wurden. Wasserseitig wurde darauf eine 2-metrige Schicht aus Geröll und landseitig eine solche aus Kies aufgebracht. Erstere bildet die Unterlage für die Trockenpflästerung zum Schutze gegen die Brandung; letztere verhindert das Eindringen von Wühltieren und ist zum Schutze gegen Tagwasser mit Humus und Rasen zugedeckt.

Figur 13.—Der Damm des Weihers des Pumpwerkes der Stadt Schaffhausen (erbaut 1907–08).—Der Weiher liegt in einer sumpfigen Mulde einer Moräne. Nach Entfernung der Humusschicht wurde der Damm aus dem kieshaltigen Material des Weiheraushubes geschüttet und gestampft. Die auf der Innenseite des Dammes angeordnete Abdichtungsschicht aus sandschüssigem Lehm wird unter

---

ABBILDUNG 10

(1) **Entnahmeleitung.** — Discharge culvert. — Conduite de prise d'eau. — Tubería de toma.
(2) **Kalkdichtung.** — Waterproofing by lime. — Étanchement par chaux. — Impermeabilización por cal.
(3) **Gewöhnliche Anschüttung.** — Additional fill. — Remblai ajouté. — Relleno adicional.

ABBILDUNG 11

(1) **Projektiertes Profil.** — Planned profile. — Profil projeté. — Perfil proyectado.
(2) **Drainage.** — Drainage system. — Drenaje.
(3) **Steinwurf.** — Riprap. — Enrochement. — Escollera.

ABBILDUNG 13

(1) **Gestampft.** — Rammed earth. — Corroyage. — Apisonado.
(2) **Auffüllung.** — Fill. — Remblai. — Relleno.

ABBILDUNG 14

(1) **Torf.** — Peat. — Tourbe. — Turba.

dem ganzen Weiher fortgesetzt. Da eine erste Ausführung, wobei die ganze Lehmschicht in einem Male aufgebracht und gestampft worden war, bei der Füllung sich als undicht gezeigt hatte, wurde diese Dichtung entfernt und ein neuer Lehmschlag in einer Gesamtstärke von 60 cm in 6 sorgfältig gestampften Schichten von 10 cm eingebracht.

Figur 14.—Die Dämme des Werkes Arniberg bei Amsteg (erbaut 1908–10).—Der Ostdamm ist ganz auf den anstehenden gesunden Gneis gegründet. Der Süddamm stützt sich hingegen nur gegen Osten auf den Felsen, während er im übrigen Teil auf einer Grundmoräne ruht. An der Oberfläche fand sich in diesem Abschnitt eine Torfschicht von rd. 2 m Stärke, die ganz entfernt wurde. Die Stützkörper wurden in den darunter liegenden lockeren Kies, in welchem von Westen her starke Quellen auftraten, gegründet; darunter lag zäher, festgelagerter, sandiger, blaugrauer Lehm. Der infolge ungenügendem Vorhandensein von Lehm in Beton hergestellte Kern wurde in diese Schicht etwa 1 m eingelassen. Wo er nicht auf Felsen gegründet werden konnte, reicht er 2–3 m unter die Dammschüttung, im Maximum bis 10 m unter die Terrainoberfläche. Er wurde wasserseitig bis zum Fundament verputzt und der breiter ausgehobene Graben mit Lehm wieder sorgfältig angefüllt. Die Dammschüttung besteht aus Moränenmaterial, wobei das feinere Material auf der Wasserseite und das gröbere auf der Luftseite verwendet wurde. Grössere Steine wurden herausgelesen. Beim Süddamm wurde an der Luftseite ein Wassersammelgraben erstellt.

Figur 15.—Die Dämme des Heidseewerkes (Lenzerheide, Kt. Graubünden) (erbaut 1917–19).—Der eigentliche Heidsee wurde mittelst des Dammes I, der hier nicht abgebildet ist, um 2,50 m gestaut. Der Untergrund besteht aus Bergsturzmaterial mit lehmiger Moräne. Nach Entfernung von Humus und Baumwurzeln wurde der Damm aus ähnlichem Material in 30 cm hohen Schichten angeschüttet und mit einer 2 t Walze eingewalzt.

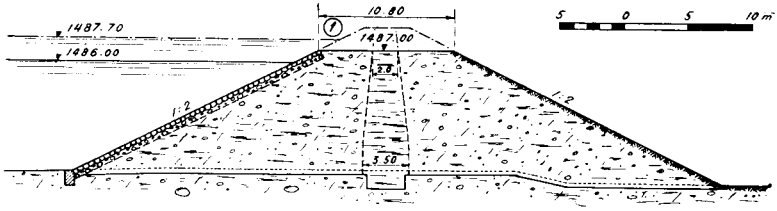
Unterhalb anschliessend wurde durch den in Figur 15 dargestellten Damm II ein weiteres Staubecken gebildet. Dieser Damm mit einem Wasserdruck von ca. 8 m erhielt einen Kern aus sandigem Lehm, der aus dem Staugebiet gewonnen werden konnte. Der Stützkörper besteht aus erdig steinigem Material. Dieser sowie der Kern wurden in 30 cm hohen Lagen geschüttet und gewalzt. Beide Dämme erhielten auf der Wasserseite eine in Zementmörtel verlegte Pflästerung aus Bruchsteinen. Der Grundablass unterm Damm liegt im ehemaligen Bachbett und erhielt als Sicherung gegen Wasserverluste, in Abständen von 4,20 m, je 80 cm breite und 65 cm tiefe Rippen aus Mauerwerk.

Figur 16.—Der Staudamm des Kraftwerkes Grodek am Schwarzwasser in Pommerellen (Polen) (max. Stauhöhe 11 m) wurde 1921 in Betrieb genommen. Untergrund und Dammaterial sind von den in der Schweiz vorhandenen sehr verschieden. Ersterer besteht aus alluvionalen Schichten in bunter Folge feiner, meist reiner, zeitweilig lehmhaltiger Sande, einer nicht durchgehenden Schicht von dunklem Sand mit fetten Tonstücken und, gegen das linke Widerlager hin, stärkeren Tonschichten. Ungefähr auf Kote 42 m ü.M. fand sich Grundwasser. Beim Aushub für das Dammlager wurden alle ungeeigneten Materialien entfernt und der Damm auf den Ton bezw.

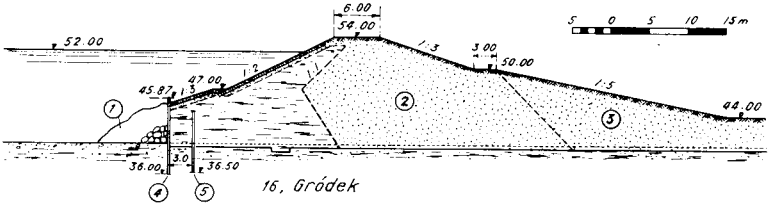
festen Sandboden gegründet. Der wasserseitig angeordnete Dichtungskörper aus hellgrauem "Posener Ton" wurde in 20 cm dicken Lagen von Hand gestampft. Dieser Ton sowie der Sand, aus dem der Stützkörper besteht, stammen aus dem Kanalaushub. Vom Stützkörper wurde nur der innere Teil wie der Kern gestampft und der Rest lageweise angeschüttet. Die beiden im Querschnitt sichtbaren Spundwände bilden die Untergrunddichtung oder zum mindesten eine Schikane gegen das Unterströmen des Bauwerkes; sie reichen zumeist bis in lehmige Sand- bezw. Tonschichten. Die Spundwände sind zum grössten Teil aus Holz, nur im Flussbett wurde die obere aus Eisenprofil hiergstellt. An dieser Stelle dienten sie als Fangdamm zur Ableitung des Flusses in das in den Damm eingebaute Grundablass- und Überfallbauwerk. Ausgedehnte Drainageleitungen wurden am linken Hang vorgesehen. Die Entlastungsanlage wurde zwischen Spundwänden mit Grundwasserabsenkung gebaut und ist auf Pfählen fundiert. Die wasserseitige Bekleidung des Dammes besteht aus vorbetonierten Platten auf einer Kies- und Schotterunterlage.

Figur 17.—Der Staudamm des Werkes Zur wurde 1929 oberhalb des Grodeker Beckens errichtet. Der maximale Wasserdruck über Terrain beträgt 15,5 m. Die Bohrungen im Talboden ergaben bis in 20 m Tiefe wechselnde alluviale Schichten von reinem, feinkörnigem Sand, solchem mit Lehmbeimischung und grobkörnigem Sand mit kleinen Steinen. Am rechten Hang fand sich dazwischen eine Schicht von grauem Lehm. Der Aushub für das Dammlager wurde, je nach der Bodenbeschaffenheit, 1–3 m tief bis auf festgelagerte Schichten ausgeführt. Für den Damm wurde der Kanalaushub verwendet. Der Dammkörper besteht zu 80% aus mergelhaltigem Ton mit Beimischung von kleinen und grossen Steinen der im Kanal angeschnittenen 3–12 m starken Grundmoräne. Das aus den tieferen, nicht ausgewitterten Lagen stammende Material hat graue Farbe und enthält bis 8% Mergelkohlenstoff (kohlensaurer Kalk), das ausgewitterte Material ist gelb und enthält nur noch ca. 3% kohlensauren Kalk. Wasserseitig wurde dieser Teil des Dammkörpers mit reinem Sand und luftseitig mit sandigem Lehm abgedeckt, um ein Quellen des Mergels nach Möglichkeit zu verhindern. Im Bereiche der Wasserspiegelschwankungen wurde die wasserseitige Böschung mit einer Steinrollierung versehen. Der Damm wurde in 30 cm hohen Schichten mit 2 Raupenschleppern mit mindestens 2 kg/cm² Druck eingewalzt. Der luftseitige Steinfuss besteht aus losen Blöcken von 50–80 cm Durchmesser. Die Abdichtung des Untergrundes, eine Larssenspundwand mit Bohlenlängen bis 12 m, zieht sich hoch an die Hänge empor. Ungefähr im Talweg liegt der Grundablass aus Eisenbeton. Er erhielt Betonquerrippen, um Durchsickerungen längs desselben zu verhindern.

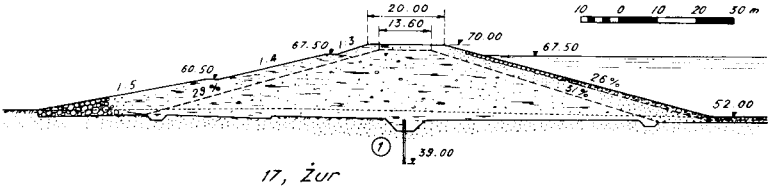
Figur 18.—Der Staudamm am Arvo der Silakraftwerke in Calabrien (erbaut 1927–31).—Der Untergrund des ganzen Staubeckens besteht aus kaolinisiertem Granit in situ. An der Staustelle weist er an der Oberfläche eine käsige Beschaffenheit auf, und ist an den Hängen mit 2–3 m, in der Talsohle mit 5–6 m Alluvionen bedeckt. Im Dammlager der Stützkörper wurde davon die untere aus lehmhaltigem Kiessand bestehende Schicht belassen, während der ca. 2 m starke



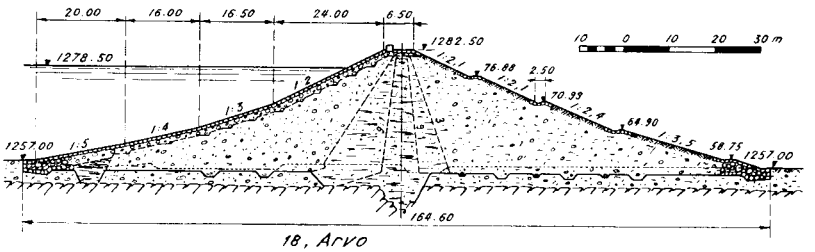
15, Heidsee II



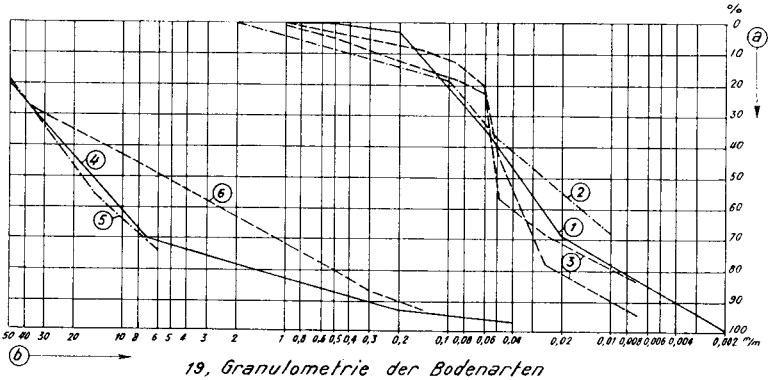
16, Gródek



17, Żur



18, Arvo



19, Granulometrie der Bodenarten

moorige Humus entfernt wurde. Die Fundamente des Lehmkerns greifen rd. 5 m in den Felsen ein. Für den Dammquerschnitt diente die Type des Löntschdammes (Fig. 12) als Vorbild, mit dem Unterschied, dass der untere Teil der Böschungen entsprechend der feinkörnigeren Beschaffenheit (Fig. 19) der für den Stützkörper verwendeten Alluvionen flacher gehalten wurde. Dieses Material wurde mit dem Löffelbagger gewonnen, wobei die einzelnen gröberen und feineren Schichten nach Bedarf gemischt wurden.

Der Lehm für den Kern und die seitlich anschliessenden Schutzschichten fand sich in der Nähe der Baustelle. An Hand von Untersuchungen mit dem Apparat der Schweizerischen Abdichtungskommission wurde bezüglich der Wasserdurchlässigkeit der für den Kern geeignete Lehm kontrolliert. Hiefür war eine max. Durchsickerung von 10 cm^3 in 48 Stunden durch eine Lehmscheibe in Normalkonsistenz von 100 mm ϕ und 21 mm Dicke bei 170 mm Wasserdruck zugelassen; daraus ergibt sich ein Durchlässigkeitskoeffizient $K = 0{,}9 \cdot 10^{-9}$ m/sec.

Figur 19 zeigt die granulometrische Zusammensetzung von 2 Proben Kernlehm. Der Anteil Korngrösse $< 0{,}06$ mm wurde mit dem Schöne'schen Apparat ausgeschlemmt und nachher mit dem Mikroskop klassifiziert. Der Kernlehm enthält 70–90, die Schutzschicht 55–70% Teile $< 0{,}06$ mm. Luftseitig des Kerns wurde im Dammlager ein 3-faches System von Drainageleitungen verlegt, die die Messung von Sickerwasser in jedem Dammteil erlaubt. Das Fundament des Lehmkerns wurde im Wasser eingebracht, da infolge von Wassereinsickerungen der Lehm zu nass wurde, um ein Walzen zu gestatten. Über der Fundation wurde der Damm in Schichten von 30 cm Höhe mit geriffelten Motorwalzen von 4 t Gewicht verdichtet. Die wasserseitige Böschung wurde mit einer Trockenpflästerung aus Betonblöcken zum Schutze gegen die Brandung

---

ABBILDUNG 15

(1) **Projektierte Erhöhung.** — Planned heightening. — Surélévation projetée. — Elevación proyectada.

ABBILDUNG 16

(1) **Im Wasser geschüttet.** — Underwater fill. — Remblai sous l'eau. — Relleno bajo agua.
(2) **Sand gestampft.** — Rammed sand. — Sable damé. — Arena apisonada.
(3) **Geschüttet.** — Filled. — Remblayé. — Rellenado.
(4) **Eiserne Spundwand.** — Steel sheet-piling. — Palplanches en fer. — Ataguía metálica.
(5) **Hölzerne Spundwand.** — Wooden sheet-piling. — Palplanches en bois. — Ataguía de madera.

ABBILDUNG 17

(1) **Larssenwand.** — Larssen sheet-piling. — Palplanches Larssen. — Tablestacas tipo Larssen.

ABBILDUNG 19

(a) **Trockengewicht der (Sieb-) Rückstände.** — Dry weight of the (sieve) residues. — Poids à sec des résidus. — Peso en seco de los residuos. (b) **Korngrössen.** — Size of grains. — Diamètre des grains. — Diámetro de los granos.
Albbruck-Dogern: 1. **Lehmiger Schlick.** — Loamy mud. — Vase argileuse. — Fango arcilloso. 4. **Kiessand.** — Gravel. — Sable et gravier. — Grava y arena.
Klingnau: 2. — **Lehm.** — Loam. — Argile. — Arcilla. 5. **Kiessand.** — Gravel. — Sable et gravier. — Grava y arena.
Arvo: 3. **Lehm.** — Loam. — Argile. — Arcilla. 6. **Alluvion.**

versehen. Es wurde seither beobachtet, dass die Wellen an diesen bis 3 m anstiegen.

Bei diesser Gruppe von Dämmen wurden folgende Erfahrungen gemacht:

A. *Die Setzungen der Dämme* waren, abgesehen vom Damm des Kubelwerkes (Fig. 11) kleiner als man erwartet hatte. Bei *Waldhalde* konnten gar keine wahrgenommen werden. Der Westdamm des *Kubelwerkes* hingegen setzte sich im ersten Winter schon um 22 cm. Es erfolgte eine Aufschüttung von 50 cm; vom Jahre 1900 bis Dezember 1906 senkte er sich um 51 cm. Wieder um 73 cm erhöht, betrug die Setzung bis Mai 1935 nur mehr 42 cm. Beim *Löntsch* betrug die Überhöhung 1,65 m bei 20 m Dammhöhe, die Setzung anfänglich 12 cm pro Jahr, heute 1 cm pro Jahr, total 1 m in 27 Jahren. *Arniberg:* Die Überhöhung der Dammschüttung betrug 20–30 cm (ca. 2%). Die Setzungen sind gering, hingegen bildete sich in der Kermauer am Übergang von Fels zum Moränenuntergrund ein Riss, da man es unterlassen hatte, an dieser Stelle eine Fuge anzuordnen. Der Riss wurde durch Abteufung eines Schachtes ein Stück weit blossgelegt und mit Asphalt gedichtet; ferner wurde die Gefahrzone mit Zement injiziert. Beim *Heidsee* betrug die Überhöhung 10, bei *Grodek* 50 cm. Beim ersteren wurden keine, beim zweiten keine genauen Setzungsbeobachtungen gemacht. Bei *Zur* wurde 1 m Überhöhung ausgeführt, weil man bei dem mergeligen Material offenbar grössere Setzungen erwartete. Die Messung ergab jedoch nach 6 Jahren nur 11 cm. Man beobachtete ausserdem horizontale Verschiebungen der Dammkrone, die vom linken Ufer beginnend, bis über die Mitte des Dammes, in der Flussrichtung, im Maximum 5 cm und gegen das rechte Ufer hin, stromaufwärts, 2,6 cm erreichten. Am *Arvo* betrug die Überhöhung 3% der Höhe, die Setzung in 3½ Jahren weniger als 0,3% (7 cm) und zwar trat bei der ersten Füllung auf Kote 1273,50 (Januar bis Mai 1932) durchwegs eine Setzung von 5–6 cm ein, hernach blieb die Dammhöhe bei verschiedenen Seeständen ziemlich konstant und senkte sich um die weitern 1–2 cm erst, als im Januar bis April 1934 der See bis auf die max. Kote gestaut wurde; seither sind keine Veränderungen mehr eingetreten.

B. *Durchsickerungen.*—Entsprechend der Verwendung von Dichtungskörpen aus besonders ausgewähltem kohärentem Material sind die Sickerverluste durch die Dämme, wenn sie überhaupt auftreten, ganz unbedeutend; man ist zumeist auf Mutmassungen angewiesen, woher diese Verluste herrühren, ob durch den Damm, den Untergrund oder durch die Flanken. Bei *Waldhalde* kamen die Verluste in der Bildung einiger feuchter Flecken zum Ausdruck, die sich durch üppigeren Pflanzenwuchs auszeichneten; sie sind aber mit der Zeit wieder verschwunden. Beim *Westdamm des Kubelwerkes* waren es anfänglich 3,0–3,8 L/Min., später weniger. Im Speicherbecken von *Schaffhausen* bildeten sich am Fusse der Böschung im Lehm kleine Kanäle, die sich nachher zu Trichtern ausweiteten. Sie wurden ausgestochen und mit frischem Material zugestopft. Die Verluste inklusive Verdunstung betragen heute bei gefülltem Becken nur noch 7,6 L/sec. Am *Heidsee* traten am Damm I anfänglich kleine Verluste auf, die nachher verschwanden. Am Fuss des Dammes II sind

kleine Durchsickerungen, die wahrscheinlich schon als Quellen bestanden haben, aufgetreten. Die Drainagen des *Arvodammes* ergaben während des Baues 0,8 L/sec. Sickerwasser, das sich bei gefülltem See auf 2 L/sec. erhöhte und bei Absenkung auf Kote 1267 ca. wieder auf 0,8 zurückging.

Wenn die Dämme auf durchlässigen Untergrund gestellt werden und sich die dichten Schichten erst in grösserer Tiefe vorfinden, so muss sich die Untergrunddichtung so tief erstrecken, dass die Verluste zum mindesten keine Gefahr für die Stabilität des Dammes oder des Untergrundes bilden können. Beim Damm des *Löntschwerkes* bildet der 6 m in den Bergsturz reichende Lehmkern diese Dichtung. Unmittelbar am Dammfuss treten keine Sickerungen auf, hingegen im einen der vorerwähnten Stollen und längs dem ausserhalb des Dammes liegenden Hochwasserentlastungstunnel, welche beide im alten Bergsturz liegen. Die Wassermenge variiert mit der Höhe des Seespiegels, zwischen 620 L/sec bei gefülltem und 0 bei leerem See, Kote 828,00, wobei ca. 70% derselben auf den Stollen und 30% auf den Hochwasserentlastungstunnel entfallen. Das Verlustwasser wird bei Wassermangel wieder in den See gepumpt. Im Jahre 1925 wurde der Stollen auf ca. 12 m luftseitig des Kerns auch noch mit Lehm eingefüllt, mit einer Betonmauer abgeschlossen und mit Zement injiziert. Die Verluste gingen daraufhin um ca. 7% zurück, stiegen aber bald wieder auf das frühere Ausmass. Es handelt sich, wie übrigens kleine Trichterbildungen wasserseits des Dammes beweisen, offenbar um Sickerungen durch den Bergsturz, also unterhalb des Lehmkerns, die durch die beiden Stollen drainiert werden. Entsprechend diesen Erfahrungen wäre es angebracht, in ähnlichen Fällen das Kernfundament noch tiefer zu legen, die alten Stollen wasserseitig auf eine grössere Länge zu entfernen, und die so entstehenden Schlitze mit Lehm zu dichten. Für die Stabilität des Dammes bilden diese Verluste keine Gefahr, da Auswaschungen im Bergsturz nicht vorkommen. Am *Arniberg* betragen die Verluste am Süddamm seit dem ersten Aufstau rd. 25 L/sec bei abgesenktem und 70 L/sec bei gefülltem See. Durch die erwähnte, allerdings nicht vollständige Reparatur des Risses in der Kernmauer wurden sie nicht vermindert. Es scheint sich zum Teil um die beim Bau angetroffenen Quellen zu handeln, die bei höherem Seedruck durch Sickerwasser vermehrt werden. Eine Kolmatierung konnte nicht festgestellt werden, da das Seewasser rein ist. Es wurden nirgends Aufweichungen festgestellt. Das Verlustwasser wird hier im Winter in die Druckleitung gepumpt.

Die Dämme *Grodek* und *Zur* weisen am Dammfuss selbst nur sehr geringe Sickerungen auf. Bei Zur ergaben die Monatsmittel der täglichen Messungen 1930 rd. 6 L/sec, bis Ende 1932 nur noch 2–3 L/sec und blieben seither annähernd konstant. Da der Stauwasserspiegel der Becken nur ausnahmsweise um 1 m abgesenkt wird, kann eine Abhängigkeit der Sickerungen von diesen nicht festgestellt werden. Bei Regenfällen im Sommer vergrössern sich die Wasseraustritte nach 1–3 Tagen, bei Frost in Winter werden sie geringer. Die Wiesen unterhalb des Staudammes Zur sind von Quellen durchsetzt, was darauf schliessen lässt, dass Sickerwasser unterhalb des Dammes durchfliesst. Es sind keine Aufweichungen in der Nähe

des Dammes aufgetreten, ein Beweis, dass der Sickerweg lang genug ist und für die Stabilität von Untergrund und Damm keine Gefahr besteht.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

In den obigen Ausführungen ist aus den eingangs erwähnten Gründen davon abgesehen worden, Theorien für die Berechnung der Standfestigkeit der Dämme aufzustellen. Es mag aber betont werden, dass die beschriebenen Dämme, mit Ausnahme eines einzigen, welcher während der Ausführung gerutscht ist, den an sie gestellten Anforderungen vollkommen entsprochen haben, und zwar sowohl hinsichtlich der Standfestigkeit, der Dichtheit, als auch der Sicherheit gegen Überflutung. Da die Dimensionen dieser Dämme, auch bei ähnlichem Baumaterial, sehr verschieden sind, so würde es bei den heutigen Erfahrungen und Erkenntnissen vielleicht möglich sein, da und dort durch geringere Abmessungen Einsparungen zu erzielen. Auch die jeweils gewählte Ausführungsart gibt im allgemeinen zu keinen wesentlichen Abänderungsvorschlägen Anlass. Immerhin erscheint den Verfassern die Anordnung mit Lehmkern im Innern gegenüber andern Systemen gewisse Vorteile hinsichtlich Standsicherheit und Dichtheit zu bieten. Die da und dort vorhandenen Durchsickerungen sind meistens auf die Undichtheit des Untergrundes also nicht des Dammkörpers, zurückzuführen; sie hätten vielleicht durch ein tieferes Einbinden des abdichtenden Teils in den durchlässigen Untergrund vermieden oder wesentlich vermindert werden können, wobei allerdings entsprechende Mehrkosten entstanden wären.

Bei dem Damm von Zur hätte man aus reinen Standfestigkeitserwägungen die Böschungen wohl etwas steiler halten können; die relativ grosse Dammbreite hat aber den Vorteil, dass der undichte und feinkörnige Untergrund auf eine grosse Breite belastet und verdichtet wird, sodass beim Durchsickern des Wassers die Auflockerung des Untergrundes verhindert, der Durchfluss erschwert und die Gefahr eines Grundbruches behoben wird.

Die Verfasser hoffen, durch den vorliegenden Bericht einen bescheidenen Beitrag zur Erkenntnis der Bedingungen der Standfestigkeit der Dämme geleistet zu haben.

Schliesslich sei an dieser Stelle allen Kraftwerksdirektionen, den projektierenden und bauleitenden Ingenieuren, welche uns das umfangreiche Material sowie ihre wertvollen Erfahrungen bereitwilligst zur Verfügung gestellt haben und auf diese Weise überhaupt diese zusammenfassende Darstellung ermöglichten, unser verbindlichster Dank ausgesprochen.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Bericht werden 18 in der Schweiz und im Ausland, unter Mitwirkung von schweizerischen Ingenieuren, ausgeführte Erddämme hinsichtlich ihrer Dimensionierung, der verwendeten Materialien, der Ausführungsart und der seit Inbetriebsetzung gemachten Erfahrungen beschrieben und zeichnerisch dargestellt. Sie sind in 3 Hauptkategorien eingeteilt, nämlich: Dämme für Flusskorrektionen, Dämme in Staugebieten und für Werkkanäle von Flusskraftwerken und schliesslich Staudämme für Speicherbecken

bei Hochdruckkraftwerken. Für die beiden ersten Kategorien sind hinsichtlich Undurchlässigkeit nicht so grosse Anforderungen zu stellen wie für die dritte, bei welcher grössere Wasserverluste für die Werke empfindlichen schaden verursachen und ein allfälliger Dammbruch Verheerungen anrichten und zudem grossen materiellen Schaden für die Werksbesitzer selber bringen kann. Aus den bisher gemachten Erfahrungen geht hervor, dass sämtliche Dämme ihrem Zweck vollkommen entsprochen haben, dass sie in jeder Hinsicht betriebssicher sind und kein Anlass vorliegen würde, bei Neubauten wesentlich andere Ausführungsarten zu wählen. Immerhin ist hervorzuheben, dass der Abdichtung des Untergrundes, sofern es sich um durchlässigen Boden handelt, hie und da mehr Aufmerksamkeit hätte geschenkt werden sollen.

SUMMARY

This report describes and illustrates by drawings 18 large earth dams which have been built in Switzerland and abroad with the assistance of Swiss engineers. It takes into consideration the dimensions of the dams, the material used, the kind of construction, and the experiences had since the beginning of operation. The dams described are divided into three main categories: Dams for flood control, dams for water storage and for canals of riparian power plants, and finally dams for high-head power plants. For the first two categories absolute impermeability is not as important as for the third, where large water losses would cause considerable damage to the plants and where a possible break of the dam would bring about great devastation and enormous material losses for the plant-owners. From past experiences it appears that all these dams have so far completely sufficed their purpose, that they function satisfactorily in every respect and that there would be no reason for selecting new methods of construction in erecting new dams. However, it might be stated that in some instances a little more attention should be paid to the watertightening of the underlying soil, when permeable soil foundations are used.

RESUME

Le présent rapport fait l'objet de la description de 18 barrages en terre exécutés en Suisse ou à l'étranger avec le concours d'ingénieurs suisses. Il concerne leurs dimensions, les matériaux employés, l'exécution des travaux et les expériences faites depuis leurs mises sous pression. Les barrages décrits sont divisés en trois catégories principales: digues pour protection des rives, digues en amont d'un barrage le long du palier et digues le long des canaux d'usines à fil d'eau et enfin barrages pour la création de bassins d'accumulation d'usines à haute pression. Pour les deux premières catégories l'imperméabilité absolue ne joue pas un rôle aussi important que pour la troisième pour laquelle des pertes d'eau pourraient causer des dommages considérables à l'usine et une rupture du barrage entraînerait une perte matérielle considérable au propriétaire de l'usine en question en plus d'une possibilité de désastre. L'expérience démontre que jusqu'à présent tous les barrages en terre ont suffi à leur besoin. Ce sont des constructions sûres et l'exécution de nouvelles constructions de barrage en terre ne donne pas lieu à des changements

fondamentaux de méthode. Toutefois il est à remarquer que dans le cas d'un sous-sol perméable on aurait parfois dû apporter plus de soins à l'imperméabilisation de ce sous-sol.

RESUMEN

Esta memoria describe 18 presas de tierra construídas en Suiza y en otros países con la ayuda de ingenieros suizos. Las descripciones—acompañadas de dibujos apropiados—se refieren a las dimensiones, los materiales empleados, la ejecución de los trabajos y las experiencias obtenidas desde el comienzo de la explotación. Las presas descritas se dividen en tres categorías principales: presas para la regularización de los ríos, presas para acaparamiento de aguas y para canales de centrales situadas en ríos, y presas para depósitos de aparamiento de centrales de alta presión. Para las dos primeras clases la impermeabilidad no es tan importante como para la tercera, en la cual grandes pérdidas de agua podrían causar considerables daños a las centrales y una posible rotura en la presa causaría grandes pérdidas materiales a los propietarios de la central, además de la posibilidad de un desastre. La experiencia ha demostrado hasta el presente que todas estas presas de tierra han dado muy buenos resultados, que son construcciones seguras, y que no hay motivo para cambiar de métodos en la construcción de nuevas presas de tierra. Sin embargo, se indica que, en algunos casos, debe prestarse algo más de atención en cuanto se refiere a la impermeabilidad del suelo de fundación cuando se trata de terrenos permeables.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS*

THEODORE T. KNAPPEN, C. E.

Member American Society of Civil Engineers, Chief of the Engineering Division United States Engineer Office, Zanesville, Ohio

United States

A. GENERAL FACTORS

An engineer, when presented with the problem of designing a dam for a specific purpose, seeks the most economical solution that will meet the requirements of the problem. One solution, and sometimes the only solution, is the construction of a dam from the materials available at the site. In most cases, he should at least consider the possibility of such a design to the extent of comparing the cost of such a structure properly designed with the best alternative plan. It happens in many cases that the appurtenant works, such as spillways and outlets, require the excavation of large amounts of earthen and rock materials. Economy in design may depend on the utilization of these materials. Conversely, where large quantities of such materials are needed for the embankment, economy in the design of appurtenant works may result from the location of such excavations so as to minimize the cost of these features. There are many satisfactory types of dam embankments and almost every earthen material occurring in nature, not soluble in water, may be utilized to some extent in such an embankment. The design of an earth dam is dependent, to a considerable extent, on the foundation conditions at the site, and the design must include special provisions for the treatment of the foundation.

It follows that the first requirement for the design of an earth dam (as for any dam) is a complete and accurate knowledge of the geology

**Calcul de la stabilité des barrages en terre.*
Berechnung der Stabilität von Erddämmen.
Cálculo de estabilidad de las presas de tierra.

of the site. This knowledge must include the location, in three dimensions, of the various materials and a description or classification of these materials that will permit the calculation of their stability in the proposed structure. In the case of an earth dam, it is necessary to go further and extend this type of investigation to include the surrounding areas that may yield borrow materials needed for the structure.

Since the materials in the foundation under the embankment and structures will remain undisturbed, they must be studied and classified in their undisturbed condition. Materials considered for use in the embankment must be studied and classified in the condition that they will assume during and after placement. It is necessary, therefore, to determine accurately the condition of placement in advance, or conversely to determine, from a study of the materials, the method of placement that will be required.

During construction and after an embankment is completed, it is subject to certain forces. These forces may result from various causes and may vary from time to time. It follows that a knowledge of the forces to which an embankment and its foundations may be subjected and a determination of the maximum stresses resulting therefrom and the resisting strength of the materials in place, is the essence of the problem. The calculations and tests that we are interested in are those which will determine what forces are acting on and in an embankment and the resultant stresses, and those which will determine the ability of the foundations, or the various parts of the embankment, as constructed, to resist these forces.

The forces acting on an embankment may be classified as external forces, forces due to the weight of the embankment, and forces due to the method of construction.

External forces are water pressure, wave action, the destabilizing effect of percolating waters, earthquakes, etc.

Forces due to the weight of the embankment are those which produce failure by sliding or sloughing and, in nonhomogeneous embankments, failure of the shells due to the weight reaction of the core.

Forces due to the method of construction are caused by the restraint of intrinsic pressures.

No mention has been made of the stresses induced in the foundations by the embankment load, although this is a most important phase in the determination of the stability of an earth dam, as it is understood that this will be taken up in question VI. No analysis, however, is complete for an embankment on earthen foundations without a determination of the strength-stress relationship of both.

The foregoing discussion has briefly outlined the major forces acting on an embankment. The ideal analysis would contemplate the comparison of the stresses produced by these forces, and the resisting strength in place of the materials proposed for use in the construction of the dam. So far as the author's knowledge goes, we have not reached the point where we can complete this ideal analysis. This paper will set forth the methods of analyses within the author's knowledge and indicate empirical or experimental means of solving other cases.

Before discussion can go far, it is necessary to set up a basis of soil classification to describe and identify materials, and to determine their hydraulic and structural characteristics in place. This requires a method of producing specimens of the materials in the condition that they will assume after placing in the embankment. In the case of analysis of existing dams or in studying the foundations of proposed structures, it is necessary to secure undisturbed samples of the material in such embankments or foundations for analysis.

B. Soil Classification

As was brought out in the proceedings of the First Congress, there are many methods and tests in use to classify and determine the properties of earthen materials for use in dam construction. In this paper are set forth the methods of classification and test required for the calculations outlined herein.

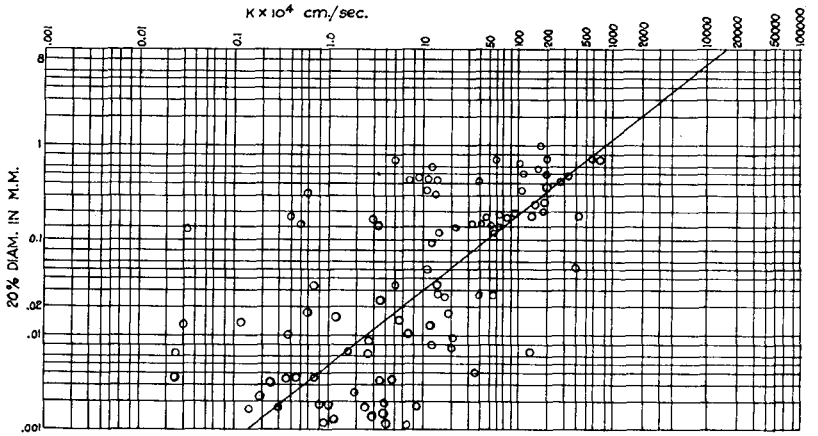


Figure 1.—**Permeabilities of undisturbed foundation materials.** — Perméabilité des matériaux de fondation, non dérangés. — Durchlässigkeit der ungestörten Bodenmaterialien. — La permeabilidad de los materiales de fundación no alterados.

GENERAL SOIL CLASSIFICATION

1. *Mechanical analysis.*—In common practice, a grain-size-distribution graph is used with the grain size as the abscissa and the percent of material finer than any size as ordinate. The recommended procedure for mechanical analysis is to employ sieve analysis for materials coarser than 0.075 mm, hydrometer analysis for finer materials, and a combination of the two methods for materials including both limits. These methods, while not perfect, give satisfactory results.
2. *Specific gravity.*
3. *Atterberg's plastic limit.*
4. *Chemical properties.*—In some cases, a chemical analysis including the percent of soluble material is necessary.

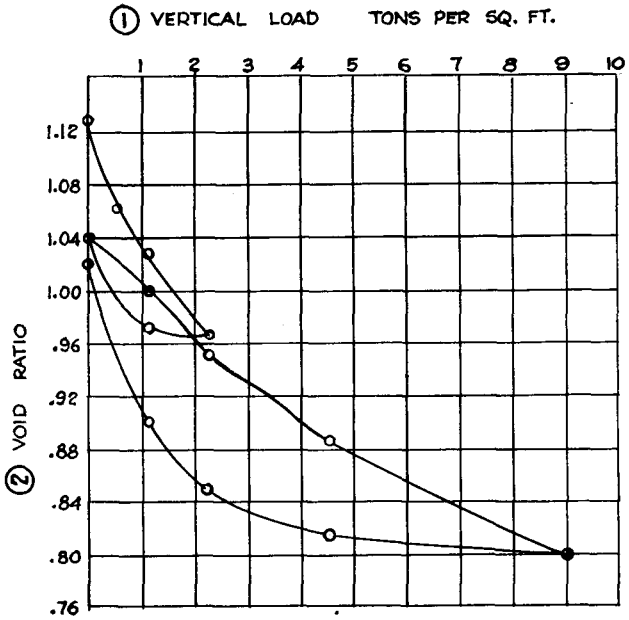


FIGURE 2.—**Void ratio pressure curve for Tappan embankment material.** — Courbe du volume des pores en fonction de la charge pour les matériaux du remblai de Tappan. — Porenziffer, Druck-Kurve für Staudammbaustoffe, Tappan. — Curva del volumen de los poros en función de la carga de los materiales del terraplén de Tappan.
(1) Charge verticale. — Senkrechte Belastungen. — Carga vertical.
(2) Proportion des pores. — Porenziffer. — Proporción de los poros.

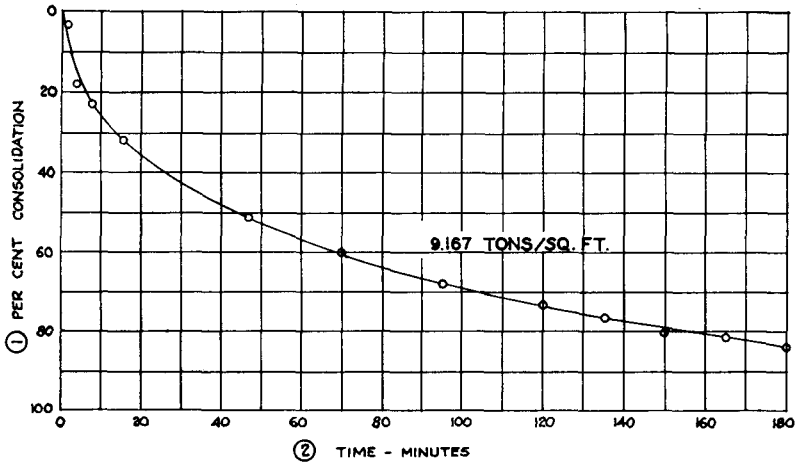


FIGURE 3.—**Percent consolidation—time curve.** — Courbe de pourcentage de consolidation en fonction du temps. — Prozent der Verdichtung, Zeit-Kurve. — Curva que indica el tanto por ciento de consolidación en función del tiempo.
(1) Pourcentage de consolidation. — Prozent der Verdichtung. — Tanto por ciento de consolidación.
(2) Temps, minutes. — Zeit, Minuten. — Tiempo, minutos.

The properties listed above give a general description of the soil and are constant for a particular soil. Soils take on certain structural properties as a consequence of their situation, and these should be determined for an unchanged sample of the material representative of its condition in a particular situation.

1. *Water content.*—This is expressed either as percent of the dry weight, of the total weight, or the total volume. American practice is rapidly standardizing on the first method, which method is used herein.

2. *Porosity.*—This is defined as the volume of voids over the total volume and may be determined, knowing the volume, the weight, the water content, and specific gravity of the sample.

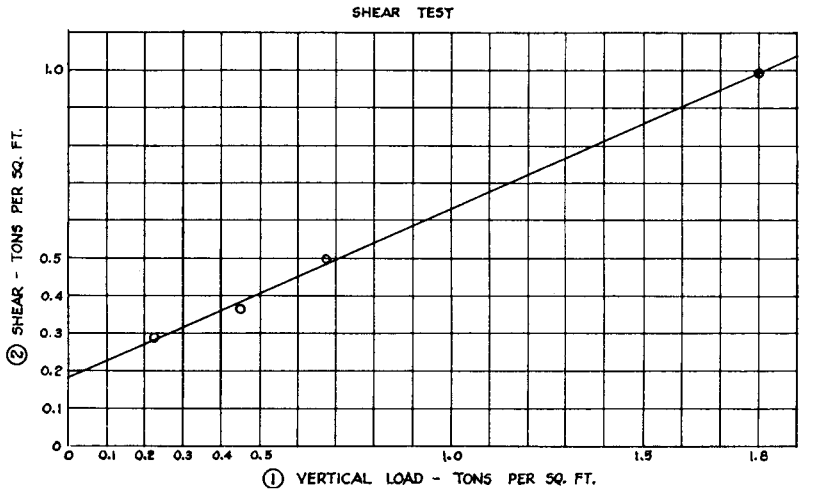


FIGURE 4.—**Shear curve.** — Courbe de cisaillement. — Schubwiderstandkurve. — Curva de cortadura.
(1) Charges verticales. — Senkrechte Belastungen. — Cargas verticales.
(2) Cisaillement. — Schubwiderstand. — Cortadura.

3. *Void ratio.*—This is defined as the volume of voids over the volume of solids.

4. *Permeability.*—Represented by k in Darcy's law, $Q=kiAt$. For methods of sampling and test, see Engineering News Record, April 9, 1936, volume 116, pages 532–535. Figure 1 shows results of a large number of permeability tests on undisturbed samples of natural materials plotted against the 20-percent size of the material as shown by the grain-size curve. The permeability of a foundation may also be determined from pumping tests.

5. *Consolidation characteristics.*—The consolidation characteristics of undisturbed and remolded samples should be determined by test, (see Engineering News Record for April 23, 1936), and the results represented by the void-ratio pressure curve and the percent-consolidation time curve (figs. 2 and 3). For clay-type materials, the rebound effect should be recorded and plotted in detail.

6. *Cohesion, angle of internal friction, and critical density.*—The shearing strength of undisturbed and remolded samples should be determined under various vertical loads and the results plotted so as to satisfy the equation $s=c+p \tan \phi'$ as shown in figure 4. For cohesionless materials the critical density, that is the density under shearing loads, should be obtained. Great care should be exercised in making these tests and interpreting their results, as our present knowledge of these characteristics, particularly of clays, is limited.

COMPACTION TESTS ON EMBANKMENT MATERIALS

Given that certain materials are available for the construction of an earth dam, it becomes desirable for the purposes of design and the utilization of such materials to know what conditions they will assume in the embankment and, in some cases, to study their physical characteristics under these conditions. This requires a knowledge of the proposed methods of construction with an estimate of the degree of control that can be exercised in construction. Since a large percent of earth dams are dry placed, particular attention will be given to this type of dam.

FIGURE 5.—**Photograph of a bulldozer.** — Photographie d'un "bulldozer." — Photographie eines "bulldozers." — Fotografía de una máquina para amontonar y allanar el terreno de terraplenes.

In the United States the recent expansion of the highway construction program has resulted in the development of specialized mechanical equipment for the construction of embankments. Its efficiency has led to its wholesale adaptation for the construction of earth dams. Heavy trucks and tractor-drawn wagons are used extensively for hauling embankment materials. These units are manufactured in different sizes giving loaded capacity weights from 5 to 40 tons. For spreading the material in even layers adjustable blades mounted on tractors known as bulldozers, illustrated in figure 5, are used. For compacting, several types of rollers are in general use; these are the plane roller, the banded roller, the grooved roller, and the sheepsfoot roller. The present tendency is to standardize on the sheepsfoot roller illustrated in figure 6 as it has a kneading

and mixing action and concentrates heavy loads at the ends of the individual feet. The load on the feet may be adjusted by changing the ballast or the number and size of the feet. The thickness to which the material is spread before rolling varies from 3 inches to 12 inches. The degree of compaction is increased by increasing the number of trips of the roller over each part of the surface until a certain maximum consolidation is reached for the condition of the material and the weight and type of the equipment. The number of trips usually varies between 3 and 15.

In granular material, the practice in this country is not to require the use of vibrators to compact below critical density, but to spread and roll the material in thin layers. The combined effect of the hauling, placing, and spreading equipment vibrates and compacts the material to the required density, and fits in well with the construction operations.

FIGURE 6.—**Photograph of a sheepsfoot roller.** — Photographie d'un rouleau à galets "sheepsfoot." — Photographie einer "Sheepsfoot" Laufrolle. — Fotografía de un rodillo con ruedas dentadas.

Mr. R. R. Proctor of the bureau of water and power, city of Los Angeles, has developed a method for determining the relation for a uniform method of compaction between water content and degree of consolidation. The results of Mr. Proctor's investigations were published in Engineering News Record for August 31, and September 7, 21, and 28, 1933. The results verified by other experiments, including experiments made under the author's supervision in the United States Engineers' laboratory at Zanesville, Ohio, have established that, for a given method of compaction, there is a certain water content at which the maximum compaction will be secured. Experience has shown that it is possible to reproduce the same degree of compaction in actual construction if the same water content is

obtained. The method followed is: Take a sample of the material in a dry condition, divide it in several parts, and add to each part a quantity of water which will result in water contents throughout the range desired. The materials are then compacted in succession in a

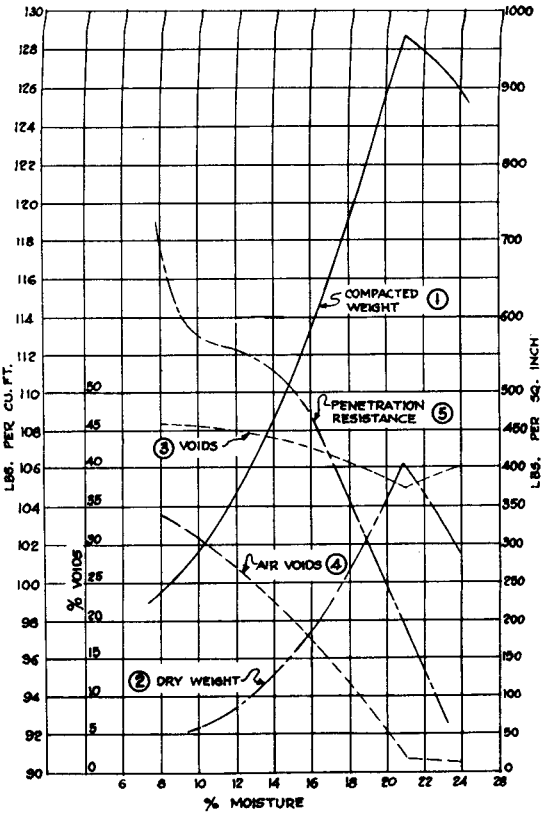


FIGURE 7.—**Compaction curve showing dry weight, wet weight, and percent voids with respect to water content for a given method of compaction.** — Courbe de compacité montrant poids sec, poids humide, et pourcentage des pores par rapport à la teneur en eau pour une méthode donnée de tassement. — Verdichtungskurve mit Trockengewicht, Nassgewicht und Prozent der Poren in Hinsicht auf Wassergehalt bei einen gegebenen Methode der Verdichtung. — Curva de compacidad que indica el peso seco, el peso húmedo, y el tanto por ciento de los poros en relación con el contenido de agua para un método dado de compacidad.

(1) Poids compact. — Verdichtenes Gewicht. — Peso compacto.
(2) Poids sec. — Trockengewicht. — Peso seco.
(3) Pores. — Poren. — Poros.
(4) Pores d'air. — Luftporen. — Poros de aire.
(5) Résistance à la pénétration. — Durchlässigkeitswiderstand. — Resistencia a la penetración.

standard cylindrical container by a certain number of blows for each layer placed. Knowing the volume, weight, specific gravity, and water content, the dry weight per cubic foot may be determined and plotted against water content, and the water content for maximum

consolidation may be selected. Figure 7 is a set of curves showing the results of such a test.

Proctor, by the use of a plasticity needle described in the above reference, determined from the consistency of the compacted samples the lower limit of compaction for a given water content or the upper limit of water content for a given amount of compaction that would permit normal operation of equipment. This point is usually about the point of optimum water content or slightly to the dry side. Experience on the Muskingum project has shown that, when material is slightly drier than Atterberg's plastic limit, this point is reached. Usually when the test piece crumbles at a ¼-inch diameter, the material is roughly at the optimum water content.

If the same series of tests are run but heavier tamping equipment is used, the optimum moisture content will be lower. It follows that, for higher water contents, lighter equipment will give maximum consolidation, and for lower water contents, heavier equipment should be used. From these experiments, knowing the construction methods and the water content of the borrow-pit material, the additional water content needed, if any, and the degree of compaction as represented by the void ratio or the dry weight may be determined for each material to be used. With this information, samples of the material may be prepared and tested for permeability, consolidation, and shear, completing the information required for the calculations.

C. External Forces

The application of the water load to an earth dam embankment usually does not create a problem requiring analysis in stability or sliding as in a masonry dam. However, the action of waves on the face of the embankment, the flow system through the embankment and its foundations, earthquakes, etc., are matters that require consideration.

STABILITY AGAINST WAVE ACTION

The maximum height of waves is a function of the fetch or line of maximum exposure. The formula applicable to reservoir or levee conditions is given by Stevenson as

$$h=1.5\ \sqrt{f}+(2.5-\sqrt[4]{f})$$

where h is the height of the wave in feet and f is the fetch in nautical miles. For large values of f, say over 10 miles, the formula becomes

$$h=1.5\ \sqrt{f}.$$

Gaillard indicates that the height of the wave above normal water surface will be $0.75h$ as a probable maximum.

For wave heights between 1 and 7 feet, the velocity in feet per second is given approximately by the formula $v=5+2h$ where h is

measured in feet. This formula was developed empirically from studies made by Gaillard.

FREEBOARD

Sufficient freeboard above reservoir level for maximum calculated spillway discharge should be provided to allow for $0.75h$ as a minimum, and safe practice would add the head corresponding to the wave velocity. For a fetch of 2 nautical miles

$$h=1.5\sqrt{2}+2.5-\sqrt[4]{f}=3.4 \text{ feet}$$

$$v=5+2\times 3.4=11.8 \text{ feet per second}$$

$$\text{Freeboard}=0.75\times 3.4+\frac{(11.8)^2}{64.4}=4.9 \text{ feet}$$

For a 4-mile fetch, the freeboard would be 5.8 feet.

WAVE WASH

Some form of protection is required against wave action unless the material in the water slope is sufficiently resistant in itself. Where the slope is formed by a heavy rock fill or by a coarse gravel and cobble fill, no protection is necessary. Where the fetch is only a few hundred feet, an ordinary gravel slope is satisfactory. In cohesive materials, a good sod will form ample protection for levees, flood-control dams at elevations where the flooding is infrequent, and for the freeboard section of other dams as defined above where the fetch is small.

For other conditions, a protective covering strong enough for the purpose should be provided. This covering should extend from the minimum drawdown elevation to the top of dam or the height indicated above. There are many types of protection in common use. A partial list includes asphalt, gunite, concrete blocks, reinforced concrete, plain concrete, stone paving or riprap, dumped rock, and cobbles.

The selection of the proper type and its design in each case depends on many factors. Where sound rock is available in the immediate vicinity, its use is usually cheapest and best. Where rock excavation costs are about $1.25 or less per cubic yard, dumped rock is usually cheaper. The thickness or strength of the protection is a function of the frequency and intensity of the exposure. It follows that the protection may be lighter near the lower limit of the drawdown. In severe climates, asphalt, gunite, and thin concrete are usually not suitable. Special provisions in the form of filters of gravel or gravel and sand are usually necessary, except where they can be provided naturally by the fill material or in placing a dumped riprap. After a considerable drawdown in the reservoir, there may be a head built up behind the pavement from the drainage of the fill. Suitable drainage openings should be provided in the protection to drain the backing to prevent a head from building up, and the backing should be designed as a filter to prevent the erosion of the embankment material from this cause or from wave action.

Concrete pavements vary from 4 to 18 inches in thickness, rock paving or hand-placed riprap, from 10 to 30 inches, dumped rock fill including a natural filter, from 18 to 60 inches or more. Gravel backing or filters ordinarily should not be less than 12 inches and usually need not be more than 30 inches.

DESTABILIZING EFFECT OF PERCOLATING WATERS

The destabilizing effect of percolating water may manifest itself in the form of piping, or in saturating embankment slopes, resulting in sloughs with resultant piping effects. The question of stability against sloughing or sliding will be dealt with later.

The determination of the lines of saturation, the lines of flow, and the equipotential lines through an embankment is the first requirement in this study. There are several methods of accomplishing this. Several analytical methods for specific cases have been developed by various investigators. There is the electrical analogy, the membrane or capillary analogy, and the hydraulic analogy or model study using materials bearing a direct scale relation to those in the prototype. Model studies of embankment and foundation with the model constructed of the prototype materials, are also used.

The analytical solutions do not have a broad enough application to deal with all the problems of foundations and embankments ordinarily encountered. The electrical analogy permits a representation of the various permeabilities and should be a satisfactory method. Generally, the construction of models utilizing the actual materials is expensive, slow, and cumbersome. That method has been utilized on the Muskingum project as an auxiliary method but cannot be recommended because of the defects noted above. We have secured excellent results, however, with the hydraulic analogy; it has proven to be flexible, rapid, and inexpensive. It is well adapted for use in a soils laboratory where the materials retained on the various sieves in mechanical analyses may be stored in separate bins and utilized as required in the experiments.

The model tank for the hydraulic analogy used at Zanesville, has two glass sides, 14 feet long and 2 feet deep, set 1½ inches apart as illustrated in figure 8. The tank is equipped with devices to control the water level above and below the dam and to measure the flow through the model. The model scale of permeabilities is independent of the dimensional scale and is so determined to avoid capillary distortion, that the minimum permeability will not be less than 20×10^{-4} cm per second. From these model studies, the lines of flow are determined by inserting dye along the faces of the glass and tracing its course through the model. Guided by these lines, flow nets are constructed by developing the equiflow and equipotential lines. A detailed description of this equipment and its application is given in Engineering News Record for April 9, 1936. Particular attention must be given to developing the flow pictures for special sections of the embankment. It happens frequently that the most dangerous cases are near the abutments, across terraces, or diagonally through the embankment at or near the abutments. In one case in the author's experience on the Muskingum project, a special study of a gravel terrace section under a dike at the end of one dam showed a serious

condition of piping in the terrace near its junction with the embankment, which condition was quickly adjusted in the design and checked again by model study. Seepage quantities for the prototype may be determined from the flow net, knowing the permeability relations.

The importance of these studies in working out the design of an embankment can hardly be overestimated. The value of such measures as cut-off, core walls, blankets, and drainage provisions can be evaluated rapidly in preliminary design studies. Further, the hydraulic gradients for determining stability against piping, as well as lines of saturation, may be developed.

The design of the embankment for stability against piping is governed by the requirement that, for upward flow, the head loss per unit of length must be less than the submerged weight per unit of

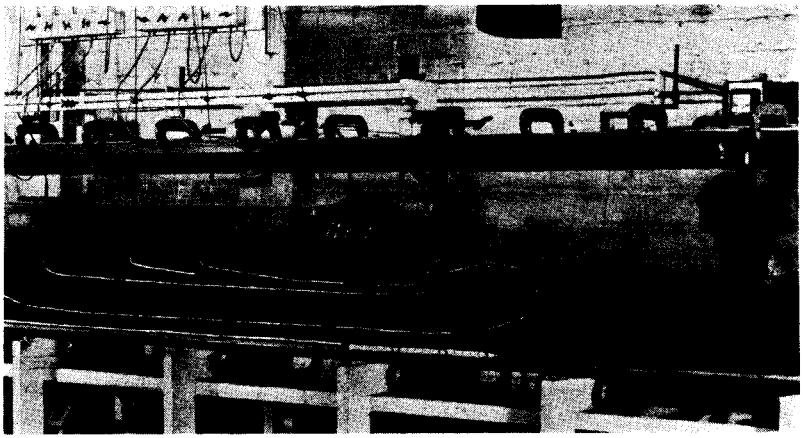


FIGURE 8.—**Photograph of model tank for studies by hydraulic analogy.** — Photographie d'un modèle de reservoir pour études par analogie hydraulique. — Photographie eines Modelltanks für Untersuchungen hydraulischer Analogie. — Fotografía de un tanque modelo para estudios por analogía hidráulica.

volume of the material. This is represented approximately by a ratio of head to path of unity. The design of the embankment may be so controlled that a large factor of safety may easily be obtained. In the case of foundations, this may not be possible except at great cost. With permeable foundations of varying characteristics where economy does not indicate cut-off to rock or impervious material, a safe design may be developed by the use of an upstream blanket and a downstream drainage toe or filter.

The total length of path may be considered as the distance from the upstream toe of the blanket to the downstream limit of the impervious section of the dam. The length of blanket may be determined by its effect on quantity of seepage as determined from model studies. Where quantity of seepage does not govern, the length of blanket is largely a matter of judgment, with a total length of path of 10 times the maximum net head or greater indicated where pervious foundation conditions are nonuniform and poorly understood. The blanket should be constructed of a material that is impervious relative to the

foundation. In some cases, of course an adequate natural blanket exists.

The thickness of the blanket is a function of the relative permeabilities of blanket and underground and the depth of pervious material, and, theoretically, should vary uniformly in thickness from zero at its upper edge to a maximum where it joins the impervious section of the dam.

A typical case is illustrated in figure 9.

t =thickness of blanket at point under consideration.
b =distance from point under consideration to upstream toe of blanket.
k_1=average permeability of undergound.
k_2=permeability of blanket.
B=width of blanket from upstream toe to impervious section.
u=depth of pervious undergound.

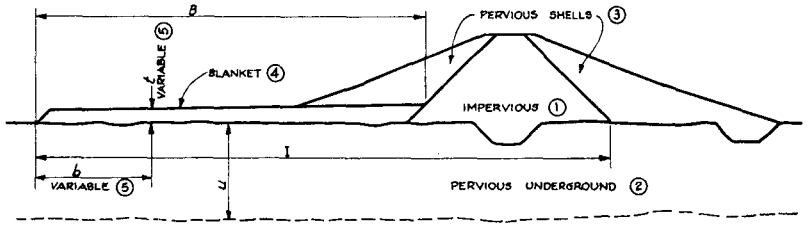


FIGURE 9.—**Embankment and blanket on pervious foundation.** — Remblai et couverture sur fondation perméable. — Staudamm und Schutzstreifen über durchlässigem Boden. — Terraplén y revestimiento de una fundación permeable.
(1) Remblai imperméable. — Undurchlässig. — Terraplén impermeable.
(2) Fondation perméable. — Durchlässiger Boden. — Fundación permeable.
(3) Remblai extérieur perméable. — Durchlässige Schale. — Terraplén exterior permeable.
(4) Couverture. — Schutzstreifen. — Revestimiento.
(5) Variable. — Unbeständig. — Variable.

The thickness of blanket t at distance b from the upstream toe of blanket may be determined from the equation

$$t=\frac{k_2}{k_1}\times b\times\frac{B}{u}$$

should not be less, ordinarily, than $2+\frac{b}{100}$ in feet.

Professor Terzaghi has developed two approximate equations for determining the amount of seepage under an embankment in the case where there is an impervious embankment with or without blanket on a relatively pervious foundation.

Case I, where $I>2u$

$$Q=\frac{hk_1}{0.88+\frac{I}{u}}$$

Case II, where $I < 2u$

$$Q = \frac{hk_1 \sqrt[3]{\frac{2u}{I} - 1}}{2}$$

Where h= the net head
and I= the base width of impervious section including blanket.

These equations follow the form of D'Arcy's law $Q = KiA$, giving a value for the average path in determining $i = \frac{\text{head}}{\text{path}}$.

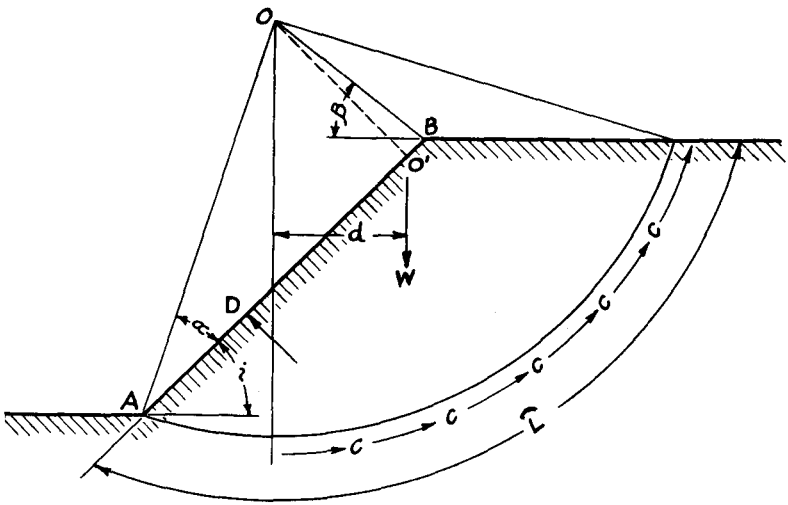


FIGURE 10.—**General drawing illustrating the Swedish geotechnical method.** — Dessin général illustrant la méthode géotechnique suédoise. — Allgemeine Zeichnung die die schwedische geotechnische Methode veranschaulicht. — Plan general que ilustra el método geotécnico sueco.

It should be pointed out that failures of earth dams have frequently resulted from concentration of lines of flow along structures, due in some cases to leakage through the structure. Good practice requires the introduction of several seep rings around such structures to interrupt the lines of flow. If the length of path through the impervious section of the embankment is so increased 25 percent, the structure should be safe providing great care is taken to tamp the material carefully around the structure and seep rings. A further precaution should be taken to place a good filter around the structure where it emerges on the lower side of the embankment. The dangers of such structures through dams, particularly pressure conduits and conduits on yielding foundations, hardly can be overemphasized.

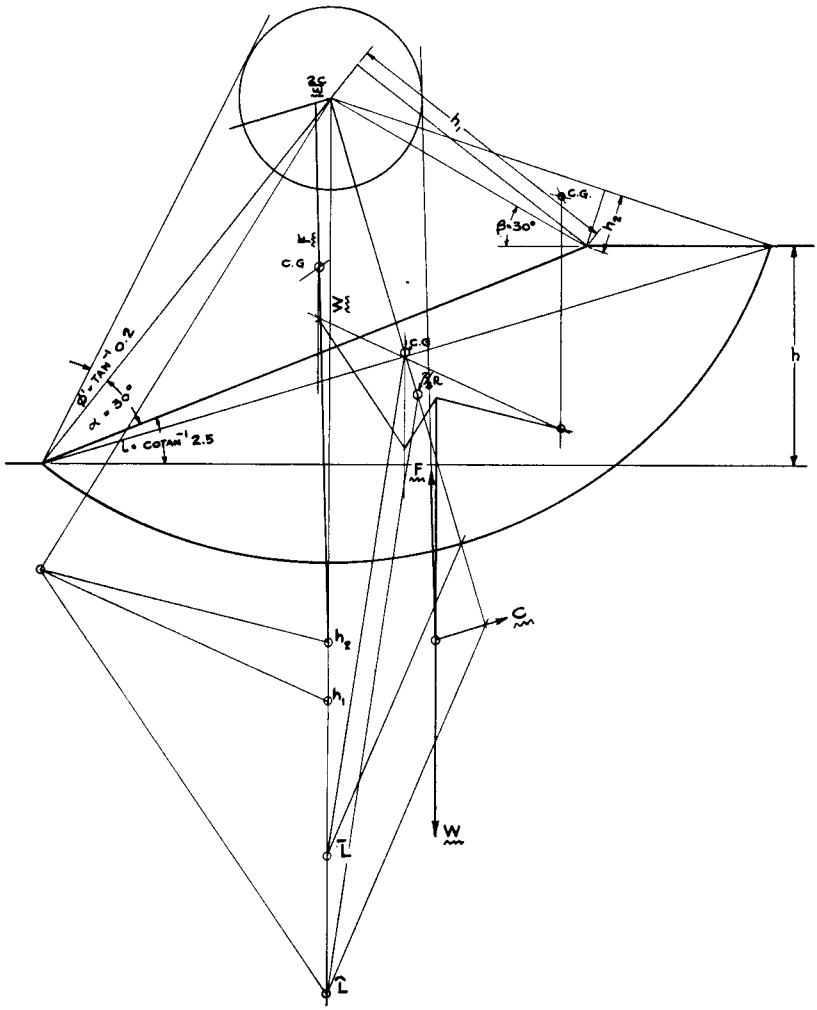


FIGURE 11.—**Development of Swedish geotechnical method for one case.** — Développement de la méthode géotechnique suédoise pour un cas. — Entwickelung der schwedischen geotechnischen Methode für einen Fall. — Demostración del método geotécnico sueco para un caso determinado.

D. Forces Due to the Weight Reaction of the Embankment

1. Embankments with impervious or semi-pervious outer sections

There are two types of sloughs or slides in this type of embankment. The first type is of small extent and occurs as a surface slump. The outer few feet of embankments frequently are poorly compacted because of construction difficulties, or where they are well compacted, natural rebound or frost action may result in leaving them in a loose

condition. In the case of sandy materials, they may be above the critical density as described by Dr. Arthur Casagrande—Journal Boston Society of Civil Engineers, January 1936—due to natural causes, even though placed below the critical density. Such slumps or sloughs are of minor importance, are easily repaired, and do not impair the stability of the structure.

The second type is of major importance and occurs in the form of a major slide, cutting into or back of the crown of the embankment. These slides occur when the weight reaction exceeds the frictional resisting forces of the material. The foregoing statement parallels the analyses given by Frontard and the Swedish Geotechnical Commission. Another method proposed follows the rational method of

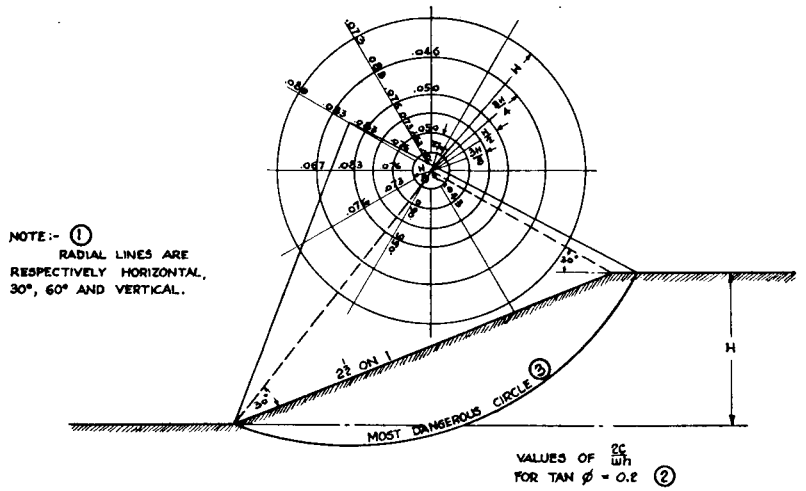


FIGURE 12.—**Determination of the most dangerous circle.** — Détermination du cercle le plus dangereux. Notez que les lignes radiales sont respectivement horizontales, 30°, 60° et verticales. — Bestimmung des gefährlichsten Kreises. Bemerkung: Strahlenförmige Linien sind entweder horizontal, 30°, 60° oder senkrecht. — Determinación del círculo más peligroso. Nótese que las líneas radiales son respectivamente horizontales, 30°, 60°, y verticales.

(2) Valeurs de $\frac{2c}{wh}$ pour tang $\phi' = 0{,}2$. — Der Wert $\frac{2c}{wh}$ für tg $\phi' = 0.2$. — Valores de $\frac{2c}{wh}$ para tangente $\phi' = 0{,}2$.

(3) Cercle le plus dangereux. — Gefährlichster Kreis. — Círculo más peligroso.

foundation design and contemplates the design of the embankment so that the shearing strength of the material exceeds the maximum shearing stress induced.

On the Muskingum project, the United States Engineers' soils laboratory has developed a general solution of the Swedish geotechnical method under the supervision of Prof. Glennon Gilboy, consultant on soil mechanics. Figure 10 illustrates the theory of the Swedish method. O is the center of a circle of radius R, α, and β are angles which determine the location of O and therefore, the radius R; h is the height of the embankment, or for the water side, might be the distance from the top to the lower limit of drawdown; i is the angle the slope makes with the horizontal; W is the total

weight and w the unit weight of the slope inside the circle of radius R—it should be computed as the saturated weight based on the experiments previously described for determining the characteristics of the embankment material; c is the cohesion and ϕ' the apparent angle of internal friction determined by experiments on saturated samples of actual or proposed embankment materials. Failure is assumed to take place along the circle sector of radius R. The force tending to cause failure is the weight inside the circle. Forces resisting failure

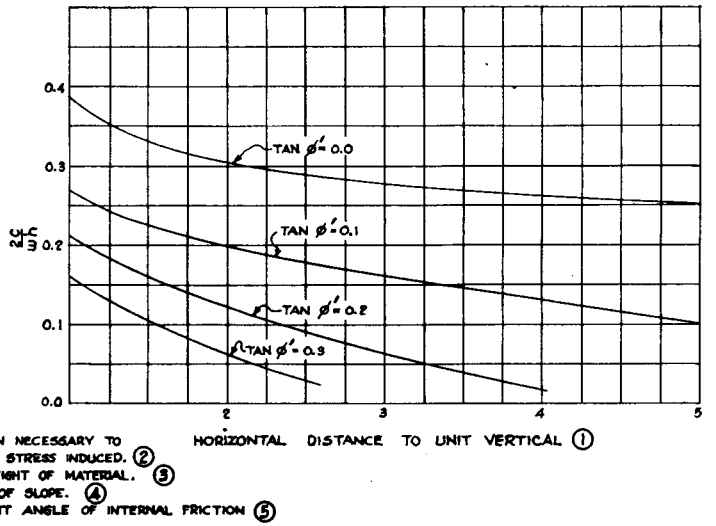


FIGURE 13.—**Values of $\frac{2c}{wh}$ in terms of tan ϕ' and cot i.** — Valeurs de $\frac{2c}{wh}$ en tang ϕ' et cotg i. — Der Wert $\frac{2c}{wh}$ durch tg ϕ' und ctg i bestimmt. — Valores de $\frac{2c}{wh}$ en tangente ϕ' y cotangente i.

(1) Distance horizontale à l'unité verticale. — Horizontaler Abstand zur senkrechter Einheit. — Distancia horizontal a la unidad vertical.
(2) c=Cohésion nécessaire pour contrecarrer les tensions établies. — c=Notwendige Kohäsion, um entstehende Spannungen auszugleichen. — c=Cohesión necesaria para equilibrar el esfuerzo indicado.
(3) w=Poids spécifique des matériaux. — w=Gewichteinheit des Materials. — w=Peso específico del material.
(4) h=Hauteur du talus. — h=Böschungshöhe. — h=Altura del talud.
(5) ϕ'=Angle apparent de frottement interne. — ϕ'=Wahrscheinlicher Winkel der inneren Reibung. — ϕ'=Ángulo aparente de rozamiento interno.

are those depending upon cohesion and the angle of internal friction of the material acting along the circle.

Figure 11 is a graphical solution for a particular case where α and β are each assumed as 30 percent, tan ϕ'=0.2 and cot i=2.5. This solution determines the value of $\frac{2c}{wh}$ for equilibrium for the given values of ϕ' and i for the assumed values of α and β. It is still desired to know the value of $2c$ for the most dangerous circle. The solution developed is illustrated by figure 12. In this solution, locations of O are arbitrarily selected as indicated and the determination of $\frac{2c}{wh}$

carried through for these locations. By inspection, the maximum value of $\frac{2c}{wh}$ may be determined for the given values of ϕ' and i. Solutions were carried out similarly for other values of ϕ' and i. Figure 13 is a chart giving values of $\frac{2c}{wh}$ for values of tan ϕ' from 0 to 0.3 and cot of i from 1 to 5.

The results given on figure 13 can be used for determining embankment slopes as follows:

> The values of tan ϕ' and c for a given embankment are assumed to have been experimentally determined as 0.2 and 0.25 tons per square foot. The height of the embankment is assumed to be 100 feet and the unit weight 120 pounds per cubic foot.
>
> $$\frac{2c}{wh}=\frac{1000}{120\times100}=0.083$$
>
> from figure 13 cot $i=2.6$, or the maximum slope for stability is 2.6 horizontal to 1 vertical.

It should be noted that no factor of safety is provided over that inherent in the method of calculation. This is believed to be very small. Further, since there is doubt as to the results of shear tests, particularly on clays, some factor of safety should be applied. A factor of safety depending on the extent and reliability of the determinations of ϕ' and c and the use of the structure should be applied to the cohesion. A suggested value for average conditions is 2. That is, the actual test results for cohesion should be divided by 2.0 which, in the last case, would give a slope of approximately 3.5 to 1. Using this factor of safety, the required slope for an embankment of one-half the height or 50 feet would be 2.6 to 1. This led Professor Gilboy to suggest a parabolic embankment face with changes in slope as required to meet the limitations imposed by this analysis. Another application of this idea would be to bring the embankment down on straight slopes to points of change where berms could be provided. Such berms are common in American practice, particularly on downstream slopes, as they provide good locations for collecting drains.

In the case of the downstream slope, the design will depend on the location of the line of saturation. If the line of saturation is kept well within the downstream slope by the use of drains, the factor of safety may be reduced as prevention of saturation provides a large factor of safety in itself.

A rational method of designing embankment slopes would be to determine the maximum intensity of shearing stress within the embankment by analytical means and divide it into the shear strength of the embankment material to determine the actual factor of safety against overstress. If an adequate factor of safety is not provided by the analysis, then the design should be altered until a satisfactory factor of safety is obtained.

Unfortunately, so far as the author's knowledge goes, a rational solution for the stresses within an embankment, under the varying cases, does not exist. However, an approach to this problem has

been developed by the Zanesville laboratory, applying the photoelastic principles of stress analysis. If a model of the embankment is built out of gelatin and the stress in the model determined, then the stress in the prototype should be to the stress in the model as the unit weight of the prototype times the lineal scale relation is to the unit weight of the model. Figure 14 is a photograph of a model experiment showing the stress bands. The model has slopes of 1 vertical on 2 horizontal, that is, the cot i is 2. The maximum shear stress in the model embankment is 0.00195 tons per square foot, and the unit weight of the model material is 62.56 pounds per cubic foot. The point of maximum shear in the model is located 41.7 percent of the height below the top. Assuming tan $\phi'=0.2$ and $c=0.25$ ton per square foot, the safe height of the embankment is 45.7 feet. By the Swedish geotechnical method, using figure 13, the height is 69.4 feet.

FIGURE 14.—**Photograph of photoelastic model of embankment.** — Photographie d'un modèle photo-élastique du remblai. — Photographie eines photoelastischen Modells des Staudammes. — Fotografía de un modelo fotoelástico del terraplén.

These results are not inconsistent, as the Swedish geotechnical method assumes that the full strength of the material along the most dangerous circle is developed whereas the photoelastic method assumes that the full strength of the material is developed at only one point in the section. With the factor safety of 2, previously suggested, applied to the Swedish geotechnical method, the safe embankment height would be, in this case, 35.7 feet. The safe application of either method depends on a careful selection of the values of ϕ' and c, but for consistent results a larger factor of safety should be applied to the Swedish geotechnical method than to the photoelastic method. In either case the selection of the factor of safety depends on the degree of control that can be exercised over the materials and methods of placement or on the extent of the information available for proposed excavations.

EMBANKMENTS WITH PERVIOUS OUTER SECTIONS OR SHELLS AND IMPERVIOUS CORES

The first example of this type is the hydraulic or semihydraulic fill where the core is assumed to be a liquid. Professor Glennon Gilboy

gives a graphical solution for this case in the transactions of the First Congress, volume IV, pages 235–237 and an analytical solution in the July 1934 Journal of the Boston Society of Civil Engineers as follows:

$$\sqrt{r}=\frac{(c-a)\sqrt{1+b^2}+\sqrt{c-a}\sqrt{c-b}\sqrt{1+a^2}}{(1+c^2)-(c-a)(c-b)}$$

where a=cotangent of angle of core slope with horizontal.
b=cotangent of angle of internal friction of shell material.
c=cotangent of angle of outer slope with horizontal.
r=ratio of unit weight of core material to unit weight of shell.

The second case is where the core is a dry-placed fill not stable in itself when checked by figure 13. Professor Gilboy's method for the solution of hydraulic-fill dams can be applied if the equivalent core pressure can be determined. The graphical solution can be directly applied or the analytical solution applied by determining an equivalent liquid weight for the core.

Referring to figure 10, the solution for stability by the Swedish method depends upon securing an equilibrium of forces between the weight reaction and the resisting forces provided by the angle of internal friction and cohesion of the material. The solution provided by figure 13 gives the value of the cohesion required for equilibrium, knowing the value of i, ϕ', w, and h. This same solution may be made for the core section of a rolled-fill dam. If the value of c obtained by the solution is greater than the cohesion of the material determined by test, then the ability of the weight reaction of the shell to take the unbalanced resultant must be determined.

To apply Professor Gilboy's formula, given above, to dry-placed cores, the unbalanced resultant must be expressed as equivalent liquid pressure so that the value of r may be obtained. Referring to figure 10 where

C_s=cohesion per unit area required for stability by figure 13.
C_d=cohesion per unit area of the material in the core of the dam.
C =the unbalanced cohesion per unit area along the most dangerous circle.

then $C=C_s-C_d$

$\widehat{L}$=the length of the arc of the most dangerous circle.
R=the radius of the most dangerous circle.
α=angle OAB figure 10.
h=height of the embankment.

$\frac{\widehat{L}}{h}, \frac{R}{h}$ and cos α are determined in connection with the solutions for the preparation of figure 13 and are given in figure 15 for values of tan ϕ' and cot i.

P_e=the equivalent liquid pressure of the core.
P_s=the unit weight of the shell.
i=angle between AB and the horizontal.

The resultant of the equivalent liquid pressure is normal to AB at D and equals

$$p_e \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{\sin i} = p_e \frac{h^2}{2 \sin i}$$

and

$$O'D = R \cos \alpha - 1/3 \times \frac{h}{\sin i}.$$

Taking moments about O figure 10.

$$\widehat{CLR} = P_e \frac{h^2}{2 \sin i}\left(R \cos \alpha - \frac{h}{3 \sin i}\right)$$

$$P_e = \frac{2 \sin i}{h^2} \times \frac{\widehat{CLR}}{\left(R \cos \alpha - \frac{h}{3 \sin i}\right)}$$

then

$$r = \frac{P_e}{P_s} = \frac{2 \sin i}{P_s h^2} \times \frac{\widehat{CLR}}{\left(R \cos \alpha - \frac{h}{3 \sin i}\right)}.$$

This method of analysis is correct at its two limits, that is when $C_s = C_d$, $C = 0$ and $P_e = 0$ and when $C_d = 0$, $C = C_s$ and P_e equals the unit weight of the core material. The first is the case for the stable core and the second for the liquid core. Between these limits the method is believed to be as accurate as the Swedish geotechnical method. Obviously some factor of safety should be applied. Here again the factor of safety depends on the accuracy of the information and the proposed use of the structure. A method of applying the photoelastic analysis to the design of the above case is being studied but the results developed, while indicating the possibilities of the method, do not warrant publication.

E. Forces Due to Method of Construction

This last type of failure is probably unknown to most engineers, even those familiar with earth dam construction. The author has had one experience of this type and another where the factor of safety was very small, as evidenced by careful instrumental checks on the embankment. A description of an actual occurrence will be helpful in understanding this case.

Tappan Dam, as originally designed, was approximately 50 feet high. The embankment slopes varied from 1 on 2½ at the top to 1 on 3½ at the bottom, on both sides, with average slopes of 1 on 3. The base width was about 320 feet. The embankment was built of uniform impervious material with a downstream rock toe 10 feet above and below the surface of the ground. The embankment material was largely a clay type of material containing, on the average, 27 percent finer than 0.002 mm. The foundations consisted of poorly consolidated similar material about 14 feet thick overlying stratified fine sand

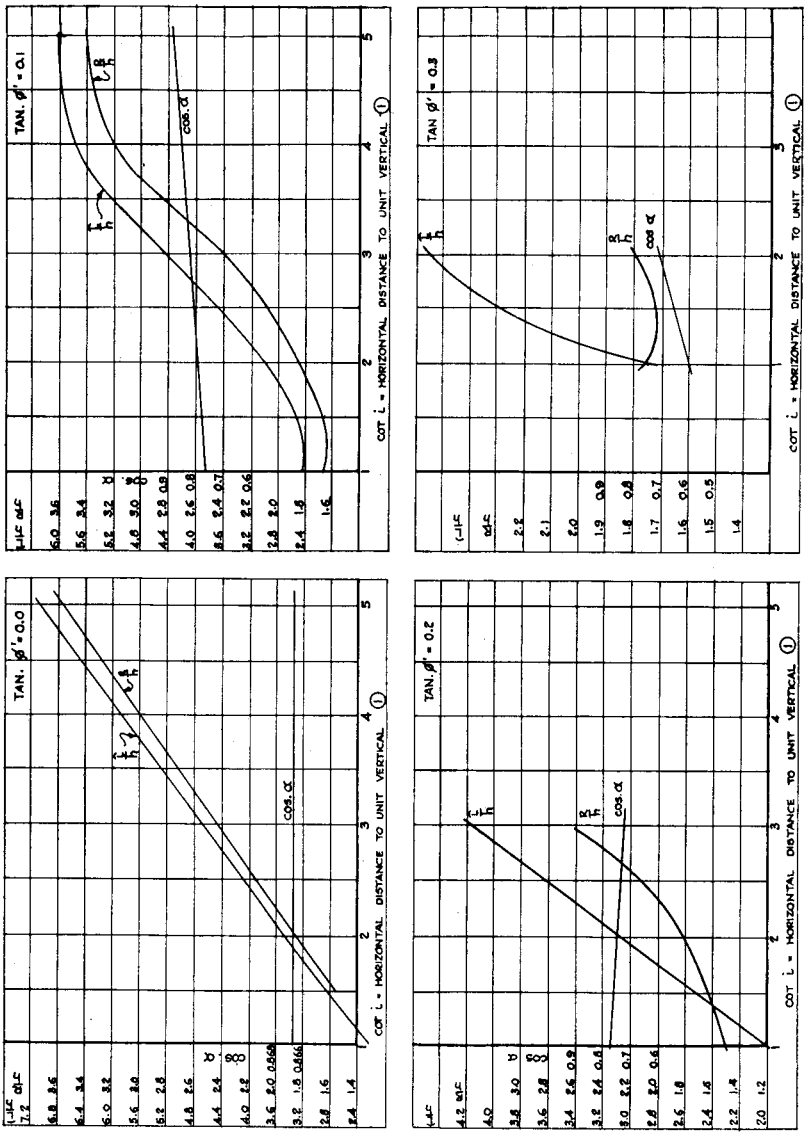


FIGURE 15.—**Chart showing $\frac{R}{h}$, $\frac{L \text{ arc}}{h}$ and cos α in terms of tan ϕ' and cot i.** — Carte montrant les valeurs des $\frac{R}{h}$, $\frac{L \text{ arc}}{h}$ et cos α en fonction de tang ϕ' et cot i. — Darstellung der Werte $\frac{R}{h}$, $\frac{L \text{ arc}}{h}$ und cos α durch tg ϕ' und ctg i. — Gráfico que indica los valores $\frac{R}{h}$, $\frac{L \text{ arco}}{h}$ y caseno α en función del tangente ϕ' y el cotangente i.

(1) Cot i = distance horizontale à l'unité verticale — ctg i = Wagerechter Abstand von der Einheitsvertikalen. — cotangente i = Distancia horizontal a la unidad vertical.

and silt. A representative sample of the foundation material showed a cohesion of 0.2 tons per square foot and a tangent of the apparent angle of internal friction of 0.14. Before starting the embankment, the top soil was removed from the foundations and the surface plowed and rolled. The embankment was spread in 6-inch layers uniformly over the whole surface, and rolled at the optimum moisture content to a void ratio of 0.648 which corresponded to the ultimate consolidation for a fill 57 feet high. The compacted material as placed in the embankment with a moisture content of about 22.8 percent weighed 102.4 pounds dry weight. The material had a fairly uniform cohesion of 0.5 ton per square foot and tangent of the apparent angle of internal friction of 0.31. The material was placed by tractor-drawn crawler wagons and tractor trailer units equipped with pneumatic tires. The material was spread by tractor-mounted bulldozers and rolled with six trips of tractor-drawn water-ballasted sheepsfoot rollers.

The foundations were explored by drill holes and test pits. Undisturbed samples of the materials in the test pits were tested to determine the consolidation characteristics and the cohesion and apparent angle of internal friction of the foundation material. Settlement gages were located on the centerline to measure the consolidation of the foundations. The expected rates of consolidation were computed from the results of the tests and corresponded with the actual consolidation measured.

On Saturday, August 24, 1935, the embankment was approximately 28 feet high. The contractor's forces were placing riprap on the upstream face, and using batter boards set to line and grade to guide them. On Monday, August 26, the contractor's foreman reported that the boards were badly out of position. About 10 feet upstream from the toe was a windrow of stone which had been placed as a source of riprap. Between the toe of the dam and this pile, about 18 inches of loose dirt, trimmings from the slope, had been placed.

On Tuesday, August 27, measurements were taken on a line of stakes about halfway up the slope, which showed a maximum movement of 4.7 feet since they were placed on July 29. This movement was only a few tenths, 400 feet on either side of this point. Diagonal and longitudinal cracks about 4 feet deep as a maximum appeared on the slope of the embankment. In the course of the next week, the movement continued to a maximum of 8 feet, and small cracks opened up on the surface as far back as the centerline. The toe pushed out and shoved the loose fill between the toe and the rock windrow up over the rock. Small trenches excavated into the toe showed a definite sliding plane just below the foundation level and, in a period of 24 hours, about 6 inches of movement was noted. The total movement at the maximum point was about 8 feet. About this time, a supporting toe was placed and no more movement was recorded, although the movement had apparently ceased before the new fill was built.

For the purpose of investigating the movement, a trench was excavated into the embankment from the upstream toe, normal to the centerline. The bottom of the trench was carried into the foundation. A plane of failure in shear was followed and proved to be about 6 to

12 inches below the contact between embankment and foundation. This line was roughly at the bottom of the influence of rolling. The plane of shear extended the full distance of the trench excavation and somewhat further. How much further is not definitely known. The walls of the trench showed that the cracks extended from the surface seldom more than 4 feet, with one at 8 feet, and the lower part of the longest crack was only a hair line. There was no evidence of any other movement plane in the walls of the trench. There was no evidence of any appreciable movement of the foundations below the shearing plane beyond the toe. From the measurements taken, there was no evidence of the surface of the embankment subsiding. However, no surface elevations were taken on the top until 80 percent of the movement had taken place. Points placed on the surface at this time showed fairly uniform movement from the centerline to the

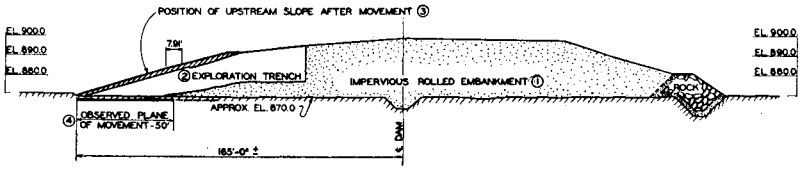


FIGURE 16.—**Sketch of embankment movement, Tappan Dam.** — Schéma du mouvement du remblai, Barrage en terre de Tappan. — Skizze der Staudammbewegung, Tappan Staudamm. — Esquema del movimiento del terraplén, Presa Tappan.

(1) Remblai roulé imperméable. — Undurchlässige Geröll-Schüttung. — Terraplén apisonado impermeable.
(2) Tranchée d'exploration. — Untersuchungsbaugraben. — Zanja exploratoria.
(3) Position du talus amont, après mouvement. — Lage der wasserseitigen Böschung nach der Bewegung. — Posición del talud aguas arriba, después del movimiento.
(4) Plan observé du mouvement. — Beobachtete Bewegungsfläche. — Plano observado del movimiento.

upstream crown with no loss in elevation. No movement took place in the downstream rock toe or the downstream slope. No appreciable movement was measured 50 feet downstream from the centerline.

The results of the investigation show that the embankment pushed upstream from the downstream pervious fill, as shown by figure 16. At the upstream face, the movement amounted to 8 feet. In moving upstream, the embankment sheared off from the foundations. The movement was progressively less from the upstream toe to some point downstream from the centerline where it was zero. There were no vertical cracks extending through the embankment, which did not fail in itself. There was no evidence of circular slide planes through the embankment or of foundation failure with the usual phenomena of embankment subsidence and upheaval of the foundation beyond the toe.

The conclusion is reached, therefore, that in building the embankment, residual stresses were built up, which reached sufficient magnitude at the time of movement to exceed the resisting strength of the less dense foundation material. The embankment material at the

foundation line during the process of construction was consolidated to a density considerably in excess of the density that it would normally assume under the embankment load at the time of movement. The difference in void ratio represented 2.7 percent of the volume of the material. It follows, therefore, that when failure occurred between the embankment and the foundation, and movement started, an expansion of 2.7 percent of the impervious base width or approximately 7.29 feet might be expected. This checks closely with the movement that actually took place.

Reconstructing what occurred, the material was rolled to a highly compressed condition. The material itself had a high apparent cohesion and a fairly low apparent angle of internal friction. As each succeeding layer was placed, the action of heavy equipment applied horizontal components of load which tended to push each layer over the one below it. Since the materials were well knit together and had a high cohesion, the horizontal components were transmitted to the base of the embankment and by it, to the foundation. The material in the embankment being overcompressed, readily tended to expand under these forces, without becoming overstressed; in fact, the high internal stresses were relieved. But the foundation material which had probably less than the consolidation to be expected ultimately from the embankment load above, became highly stressed from the force transmitted by the embankment. This caused the whole embankment to move with the foundation, possibly prior to failure, a total of about 0.5 feet at the upstream toe, and progressively less downstream from this toe. As the movement built up, the foundation became overstrained near the toe of the embankment and the embankment broke away from it; this in turn put a greater load on the remainder of the contact, causing it to shear off back to a point where the forces balanced. As the failure took place, the forces tending to cause failure were unrestrained and the embankment continued to move upstream until expansion had taken place and all forces dissipated except the small amount restrained by friction along the shearing plane.

The cracks on the surface of the embankment were all identified as tension cracks. At the time of the movement, the slope had had several weeks in which to dry out, and the top, several days. When expansion took place, the layers near the bottom, having had high stresses built into them, tended to expand with the bottom layer. But as the movement approached the surface, the embankment material had not had as high stresses built into it, and became overstrained and failed in tension. There was probably some tendency previously for the surface material to crack, due to the drying-out process. The diagonal tension cracks on the slope followed as a result of the differential movement.

How can one design against such an occurrence? It follows, from the above discussion, that the amount of movement is a function of the strain factor of the material. We were dealing with clays which have high strain relationships. If we had been dealing with a material that had a strain factor one-tenth that of the Tappan materials, the overstress probably would have been relieved without shearing the foundation. At Tappan, the forces would have been much less had

the embankment consolidation been less, as the total strain would have been reduced. The forces could also be reduced by narrowing the embankment base built of this material, which process might require rock or pervious shells for stability. If the rock shells can be keyed into the foundation material, the resistance is further increased.

The initial compression and final rebound void ratio represent definite pressures, the difference of which must be resisted by the foundation assuming the materials to be elastic. The stress-strain relationships of both embankment and foundation must be capable of balance within the strength of both materials. In the case of a non-rigid foundation, strains are permitted along the contact plane depending on the depth and strength of the foundation, causing a release of stress in the embankment. If the strength of the foundation material is capable of a balanced condition, a stable condition results, otherwise failure will occur at the contact plane. The total amount of the residual stress induced in the embankment is a function of the

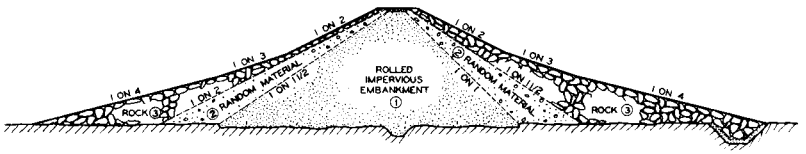


FIGURE 17.—**Cross section of Clendening Dam showing original design.** — Coupe transversale du barrage en terre de Clendening, montrant le dispositif du premier projet. — Querschnitt durch den Clendening-Staudamm, der Original-Entwurf. — Corte transversal de la presa Clendening que muestra el dispositivo del proyecto original.
(1) Remblai corroyé imperméable. — Undurchlässige Geröll-Schüttung. — Terraplén apisonado impermeable.
(2) Matériaux mélangés. — Steingeröll. — Materiales mezclados.
(3) Remblai en pierres. — Felsgestein. — Terraplén de piedras.

height of the embankment; the maximum strain transmitted to the foundation is a function of the base width of the embankment.

For a rigid foundation, the strain necessary to develop that resisting force is small and therefore, the foundation provides this total force. In this case, the release of strains can be developed up into the embankment and a possibility of failure exists within the embankment itself. This is often evidenced by a slight bulge in the slope of such an embankment, but due to the height through which these strains can distribute themselves, the resulting differential strains are not likely to produce failure.

Where failure is indicated in the foundation, the stress-strain relationship of the embankment should be modified by decreasing the consolidation of the core or providing rock or gravel shells to cause a more favorable distribution of these relationships. If this cannot be done, provide a rock section downstream strong enough to take the horizontal component of the water load and let the embankment move if it will.

A similar tendency was noted at Clendening Dam. After the movement at Tappan, hubs were set along the toe and on the slope of Clendening Dam to indicate what might take place there. Figure 17 shows a cross section of Clendening Dam. When the dam was

38 feet high, the embankment and foundation started to move out together. When the dam was 52 feet high, the movement at the upstream toe was 0.26 feet and half way up the slope, 0.42 feet. No movement was noted on the downstream side. At this time, additional rock fills were placed on both sides at the toes, and on the upstream side the fill was keyed into a trench. When the embankment was almost topped out at 62 feet, no further movement was noted at either toe, but on the upstream side at the halfway elevation, the movement totaled 0.60 feet, and a small movement had developed on the downstream side.

The materials in the foundation and in the core of the embankment at Clendening were quite similar to those at Tappan. The materials at Clendening were not so highly compacted in the core, and the strain relation times the width of core indicated a total possible movement of 0.55 feet to release the internal stresses. The random and rock-fill sections did not contribute anything towards this movement, but aided in resisting it. It was estimated, from the depth and nature of the foundation material, that a movement of 0.5 feet could take place in the foundations before failure would take place. When it appeared that the movement might reach dangerous proportions, additional rock fill was added and an upstream rock trench placed. These measures served to stop the toe movement. The movement in the embankment is not considered dangerous because of the uniform nature of the core material.

F. Special Measures

CUT-OFFS

In the case of impervious dams on pervious foundations, it is desirable frequently to construct an impervious cut-off to rock. This may take the form of a concrete cut-off wall, wood or steel-sheet piling, hydraulic fill in a wet trench, rolled fill in a trench, or sealing by pumping clay or colloidal material such as bentonite into the foundations or sealing the foundations by chemical treatment. In all these cases, the measures must present a slow permeability to be effective. Frequently, such measures have been taken at great expense and, in the final analysis, had little effect on the hydraulic system. In most of these cases, the embankment should be designed as though the measure were not used.

Cut-off walls are subject to high pressures, during and after construction, from the backfill materials. Many of these now in existence have been so badly cracked by these forces as to render them ineffective. Where they take the form of keywalls to connect the impervious fill with rock, they should be designed as retaining walls to take at least one-half normal earth pressures. Where relatively impervious earth materials are available, they can be used to better advantage.

Sheet piling is not particularly impervious and may not increase appreciably in some materials the length of the path of percolation. Its use should be carefully studied before being applied.

Earth cut-offs are usually the most satisfactory, with possibly a keywall to seal them to the foundations. Many engineers are inconsistent

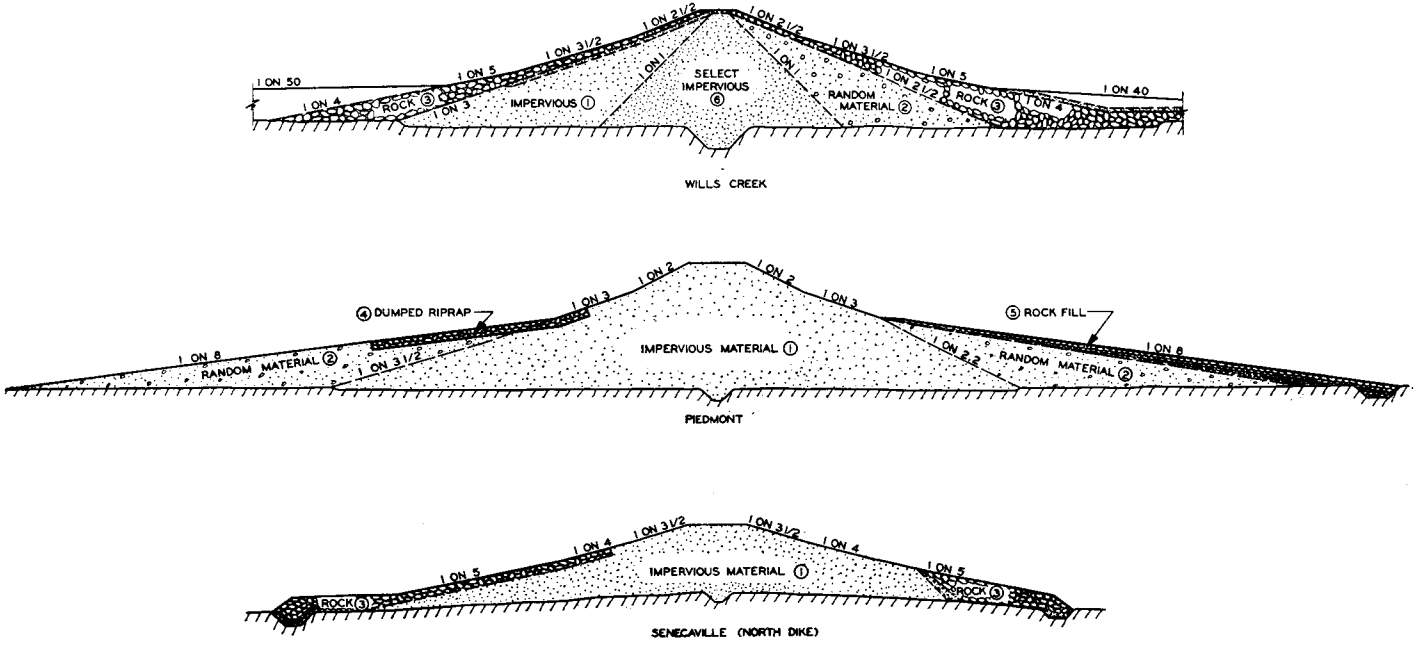


FIGURE 18.—**Maximum embankment section at Wills Creek, Piedmont, Senecaville North Dike.** — Coupes transversales des remblais à leur maximum, à Wills Creek, à Piedmont et de la digue nord à Senecaville. — Maximal-Querschnitte durch die Wills Creek-, Piedmont- und Senecaville (nördlicher Deich)-Staudämme. — Cortes transversales máximos de los terraplenes de Wills Creek, Piedmont, y del dique norte de Senecaville.

(1) Matériaux imperméables. — Undurchlässige Materialien. — Materiales impermeables.
(2) Matériaux quelconques. — Steingeröll. — Materiales diversos.
(3) Enrochements. — Felsgestein. — Roca.
(4) Pierres déversées. — Lose aufgeschüttete Steine. — Piedras sueltas.
(5) Remblai en pierres. — Steinaufschüttung. — Terraplén de piedras.
(6) Matériaux choisis imperméables. — Ausgewählte, undurchlässige Materialien. — Materiales impermeables escogidos.

in that they insist upon an impervious section of embankment, in thickness three or more times the net head, and yet will be satisfied with an earth cut-off with a minimum width of a small fraction of the net head. If the foundations are quite pervious, this may result in a steep hydraulic gradient, through the cut-off with a tendency to piping. Where the earth cut-off does not have a filter on the downstream side, its minimum width should be equal to the net head, unless the natural foundation material is such as to act as a filter. Cut-offs should ordinarily be constructed by the method used for the construction of the embankment core.

Sealing by pumping colloidal clays or bentonite into foundations or by the use of chemicals are both rather new in the United States. Both these methods are undoubtedly of value when properly used. Their effect on the structural qualities of the foundations should be carefully studied and until more is known, embankment design in such cases should be based on the assumption of permeable foundations.

CORE WALLS

Concrete core walls for dams have been used extensively in American practice, particularly on water-works dams, where there seems to be a strong prejudice in their favor. However, the present tendency is away from this type of construction. It is realized that they are of little value unless they can be sealed to rock and that the greatest care in design and construction is necessary if they are to function properly. Flexibility is essential in most cases if satisfactory watertightness is to be obtained. Their use is gradually being restricted to cases where there is not sufficient fine material available to make a minimum core section. With a core wall, the design of the embankment section should be about the same as though no core wall were present. The most impervious material should be placed on either side of the core wall and graded to the most pervious, at the outer slopes. Balanced design of the embankment is important to maintain the core wall in a condition of equilibrium. Some authorities prefer to put all the impervious material immediately upstream from the core wall, but it is believed that the requirements of balanced design indicate the former procedure. From an economic standpoint, the core wall should be selected only where it can save its cost in reduction in losses in valuable water. They are rarely needed for reasons of stability of the structure.

IMPERVIOUS FACINGS

There are three general conceptions in the design of earth dams, dams built of uniform impervious materials, dams built with impervious cores grading to pervious materials on either face and dams grading from most impervious materials at the upstream face to most pervious at the downstream toe. A variation of the last type is the pervious embankment with a watertight facing connecting to a cut-off wall sealed into rock. This type is exemplified by the numerous rock-fill dams with facings of derrick stone and concrete or timber, built in the California mountains from the early placer-mining times to the present day. The design of the facings, whether of concrete, steel, or wood, is a structural problem which must prepare for settle-

ment of the fill and expansion and contraction of the facing. The nature of the design eliminates the factor of water pressure behind the facing. The last variation of this type is the thin impervious earth facing on a pervious fill. This is good construction, if carefully designed filters are placed between the earth facing and the pervious fill. The stability of the impervious facing must be considered carefully in this case. Stability and wave-wash protection can be supplied by a heavy rock fill or facing suitably filtered on the upstream face; or, the slope may be made flat enough to insure stability and wave wash protection supplied by the usual measures. In computing the stability of the facing, the calculations can follow the Swedish method, assuming the most dangerous surface to be along the rock fill.

DESIGN OF DRAINS AND FILTERS

The stability of dams depends, in many instances, upon adequate drainage facilities and the proper design and construction of filters. Model studies will usually indicate the adequacy of drainage provisions for the cross section being studied. Consideration must be given to the longitudinal section of the drains to determine their adequacy for caring for lateral flow. Further, provision should be made for draining the seepage water into the channel below, to keep the tailwater level down at the toe. Care should be taken also to see that the drains are protected by filters to guard against their being obstructed.

The design of the filters depends upon the work they are required to do. The purpose of filters is to prevent the movement of the particles making up the embankment or its foundations. For a uniform material with upward flow, piping will take place with an hydraulic gradient of about one. For uniform fine cohesionless material above the critical density, the gradient may be much less; with a well-designed filter, it may be much greater.

G. Relation of Embankment Design to Structural Foundation Analysis

Question VI takes up the geotechnical analysis of earth-dam foundations. It is not the function of this paper to discuss that topic, but only to point out its effect on the embankment design. In some cases, it will be found necessary, in meeting the requirements of foundation stability, to spread the load on the foundation by flattening the slopes of the embankment. While not conclusive, investigations on the Muskingum project have indicated that the parabolic slope may provide a more economic distribution of material for the purpose, than the triangular section. For 3 of the 13 earth dams of the Muskingum project, this design was used and foundation-stress distribution was checked in these cases by the photoelastic method developed in the United States Engineer laboratory. Figure 18 shows the embankment section in each case. The flat slopes resulting from these requirements may govern in the determination of slopes; where they do, some economy may result from a reselection of materials and redesign of the embankment for the conditions imposed.

It must be admitted that the calculation of the stability of earth dams is a new field in engineering in the United States. Only in the last few years has there been any appreciable application of these principles to design in a mathematical form. The design of such structures has been and still is to a great extent an art, where the judgment of the experienced engineer is the best guide. Because of the nature of the materials dealt with, engineering judgment must still be the controlling factor, utilizing the mathematical application of these principles, for more uniform results and to extend the possibilities of design. Much that is set forth here was developed as the result of studies in the United States Engineers' soils laboratory at Zanesville, Ohio, in connection with the design of 13 major earth dams for the Muskingum flood control and water conservation project.

The preparation of this paper was greatly assisted by the cooperation of the United States Engineers' forces at Zanesville under the direction of Lt. Col. J. D. Arthur, Jr., district engineer. Particular appreciation is expressed for his helpful and critical assistance to Mr. R. R. Philippe, director of the soils mechanics laboratory. The following organizations and engineers prominent in this field helped with their suggestions and criticisms:

United States Bureau of Reclamation, Tennessee Valley Authority, Boston Metropolitan Water Supply Commission, Arthur Casagrande, Albert S. Crane, William P. Creager, Glennon Gilboy, Louis C. Hill, H. S. Hunt, J. Albert Holmes, Joel D. Justin, E. W. Lane, Charles H. Lee, Thaddeus Merriman, and R. R. Proctor.

SUMMARY

The problem is defined as one requiring information on the geology of the site and the materials available. An analysis is outlined of the forces acting on an embankment with their resulting stresses and the resisting strength of the materials in the structure.

General classification of soils is first discussed, with recommended tests listed. Second, classification and testing of soils as structural materials is outlined. Third, a method of anticipating the condition of materials in the proposed embankment and preparing test samples is advanced.

Wave action is discussed and formulas for wave height and velocity are given. A method of calculating freeboard is outlined and the design of slope protection discussed. The determination of equiflow and equipotential lines and the calculation of stability against piping is outlined. Formulas are given for the design of blankets and the calculation of seepage for embankments on previous foundations.

A general solution is developed for the Swedish geotechnical method of determining slope stability and a photoelastic method of analysis for embankment stresses with the accompanying stability analysis is developed and compared with the Swedish geotechnical method. A formula is given for the calculation of the stability of hydraulic-fill dams and an application of this formula to the design of dry-placed cores by the use of the Swedish geotechnical method is developed.

Illustrations of the movement of embankments due to internal forces set up during construction are cited and the methods of design to avert such a condition are outlined.

The function of such special measures as cut-offs, core walls, impervious facings and filters and drains are discussed. Methods for the calculation of their stability and effectiveness are suggested.

Finally, the relation of embankment design to structural foundation analysis is discussed.

RESUME

Le problème demande la connaissance de la géologie des lieux et des matériaux procurables. L'analyse montre les forces agissant sur le remblai ainsi que les efforts qui en résultent et la résistance des matériaux de la construction.

On discute d'abord la classification générale des terres et on indique les essais recommandés. On classe ensuite les terres, en tant que matériaux de construction et les essais à faire. Enfin on suggère des méthodes pour prévoir l'état des matériaux dans le remblai proposé et pour préparer des échantillons d'essais.

On étudie l'action des vagues et on donne des formules pour la hauteur et la vitesse de propagation de celles-ci. Une méthode pour calculer la revanche (freeboard) est indiquée, de même qu'une autre pour assurer la protection des talus. On expose aussi la méthode de détermination des lignes d'égal écoulement et des lignes d'égal niveau piézométrique et le calcul de stabilité pour empêcher la formation des renards. On présente des formules pour les revêtements et pour le calcul des infiltrations à travers les remblais établis sur fondations perméables.

On a développé une solution générale pour la détermination de la stabilité des talus suivant la méthode géotechnique suédoise et une méthode photoélastique des efforts dans les remblais de même que pour l'analyse de leur stabilité. Cette dernière méthode est comparée avec la méthode géotechnique suédoise. On signale une formule pour calculer la stabilité des remblais construits par dépôts hydrauliques et on a developpé l'application de cette formule à l'étude du noyau de corroyage du remblai, suivant la méthode géotechnique suédoise.

On cite des exemples de foisonnement des remblais, causé par les efforts internes pendant la construction et on présente des méthodes de projets évitant cette condition.

On discute la fonction des dispositifs spéciaux, comme les murs-parafouilles, les murs étanches, les revêtements imperméables, les filtres et les drains. On propose des méthodes pour le calcul de leur stabilité et de leur efficacité.

Finalement on établit la relation entre le projet du remblai et l'étude de la fondation de la construction.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Problemstellung ist die Sammlung von Information über die geologische Beschaffenheit einer Ausbaustrecke und die Zurverfügungstellung des gesammelten Materials. Dargestellt wird die Analyse von Kräften, die auf einen Staudamm wirken, mit den

verursachten Spannungen und der Widerstandsfähigkeit der Baustoffe in dem Bauwerk.

Zu Beginn wird die Einteilung von Bodenarten erörtert, wobei besondere Untersuchungsmethoden empfohlen sind. Ferner wird die Einteilung und die Untersuchung von Bodenarten in ihrer Eigenschaft als Baumaterialien beschrieben. Hierauf ist eine Methode auseinander gelegt, um die Bedingung der Baustoffe in dem projektierten Staudamm im voraus zu bestimmen und um Probekörper für Untersuchungszwecke herzurichten.

Der Wellenschlag findet Erläuterung; Formeln für die Wellengeschwindigkeit werden angeführt; dargelegt wird eine Methode zur Errechnung der nötigen Dammhöhe über dem Wasserspiegel; ferner wird der Entwurf eines Schutzes der Abhänge erörtert. Der Bericht beschreibt die Bestimmung der Gleichströmungslinien und Gleichdrucklinien; dabei wird auf die Berechnung der Festigkeit gegen Grundbrüche ("piping") eingegangen. Formeln für die Berechnung der Standfestigkeit für Staudämme auf durchlässigem Untergrunde sind angeführt.

Eine allgemeine Lösung für die schwedische geotechnische Methode zur Bestimmung der Standfestigkeit von Abhängen, sowie eine photoelastische Methode zur Analyse von Staudammspannungen, in Verbindung mit einer Standfestigkeitsanalyse, sind dargelegt; die photoelastische Methode ist hier mit der schwedischen geotechnischen Methode verglichen. Der Bericht gibt eine Formel zur Berechnung der Standfestigkeit von hydraulischen Schüttdämmen wieder. Die Anwendung dieser Formel bei dem Entwurf von trocken aufgetragenen Kernen mit Hilfe der schwedischen geotechnischen Methode ist gezeigt.

Bildliche Erläuterungen der Verschiebung in Staudämmen, zurückzuführen auf innere Spannungen, die während der Bauperiode auftraten, sind angeführt und Methoden für den Konstruktionsentwurf von Staudämmen zwecks Abhilfe dieser Zustände sind ausgeführt.

Die Wirkungen von derart besonderen Massnahmen wie Spundmauern, durchlässige Verkleidungen, Filter und Entwässerungseinrichtungen sind erörtert. Methoden zur Errechnung einer wirksamen Standfestigkeit sind in dem Bericht vorgeschlagen.

Abschliessend findet das Abhängigkeitsverhältnis zwischen der Konstruktionsweise von Erddämmen von der Analyse der Bauuntergrund-Struktur kurze Behandlung.

RESUMEN

El problema exige conocimientos sobre la geología del lugar y de los materiales obtenibles. El análisis muestra las fuerzas que actúan en el terraplén, así como los esfuerzos que producen y la resistencia de los materiales de construcción.

Primeramente se discute la clasificación general de los terrenos y se indican los ensayos que deben hacerse. Seguido se clasifican las tierras en materiales de construcción y se indican los ensayos necesarios. Más tarde se sugieren métodos para prever el estado de los materiales en el terraplén proyectado y para preparar las muestras para los ensayos.

Se estudia la acción de las ondas y se dan fórmulas para la altura y la velocidad de propagación. Se indica un método para calcular la obra muerta y otro para asegurar la protección de los taludes. También se expone el método para determinar las líneas de igual corriente y de igual nivel piezométrico y el cálculo de estabilidad para evitar la formación de "renards." Se presentan fórmulas para los revestimientos y para el cálculo de las infiltraciones a través de los terraplenes emplazados sobre fundaciones permeables.

Se desarrolla una solución general para la determinación de la estabilidad de los taludes según el método geotécnico sueco y un método fotoelástico de los esfuerzos en los terraplenes, así como para el análisis de su estabilidad. Este último método se compara con el método geotécnico sueco. Se señala una fórmula para calcular la estabilidad de diques construídos por medio de depósitos hidráulicos y se desarrolla la aplicación de esta fórmula a los núcleos colocados en seco según el método geotécnico sueco.

Se citan ejemplos del movimiento de los terraplenes causado por los esfuerzos internos durante la construcción y se presentan métodos de proyectos que evitan esta condición.

Se discute la función de los dispositivos especiales tales como los muros para proteger la base, los muros impermeables, los revestimientos impermeables, los filtros y los desagües. Se proponen métodos para el cálculo de la estabilidad y de la eficacia de los mismos.

Finalmente se discute la relación entre el proyecto del terraplén y el análisis de la fundación de la estructura.

D58

QUESTION VII

MAY and BRAHTZ

U. S. A.

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

PROPOSED METHODS OF CALCULATING THE STABILITY OF EARTH DAMS*

D. R. MAY and J. H. A. BRAHTZ

United States

INTRODUCTION

Any analysis of an earth dam is limited to some extent by the lack of correlation of the values of the properties of the materials in the completed structure with the values obtained from samples of the materials used in the analysis. The physical properties of the materials in the structure may differ considerably from those of samples of the materials. Laboratory determinations of the physical properties have been made, either of samples of the materials compacted and moistened to simulate the conditions in the completed structure, or of so-called "undisturbed" samples removed from the structure. With present improved apparatus and technique, excellent correlation exists between these two types of samples, but there still remains the problem of correlating the results obtained by these laboratory methods with those of the materials in place in the structure.

Probably the most generally used method of analyzing the stress conditions within an earth embankment is the Swedish method originated by K. E. Petterson and subsequently elaborated by W. Fellenius and others.

The first paper of the present symposium describes further modifications of the Swedish method in which the graphical construction has been simplified and adapted to the use of the planimeter and in which the effects of hydrostatic pressures are considered.

**Méthodes proposées de calculs pour la stabilité des barrages en terre. Methoden als Vorschläge für die Standfestigkeitsberechnung von Erddämmen. Métodos propuestos para calcular la estabilidad de las presas de tierra.*

In the second paper an original mathematical treatment of the stresses in earth embankments is presented as a rational method of design. This method, as well as the Swedish method, has been used to some extent by the Bureau of Reclamation in the analysis of existing structures and in checking the design of proposed dams. The limited extent to which the methods have been applied does not justify any statement as to the universality of either method, but it is believed that the principles involved in the method under Rational Design of Earth Dams represent sufficient advance to merit the attention of the profession.

Both procedures described herein have been developed in connection with the work of the Bureau of Reclamation in the design and construction of earth dams by the engineers whose names appear under the respective papers. All work in the Division of Dams is under the direction of K. B. Keener, civil engineer, dams. All research and work of the Bureau are under the direction of J. L. Savage, chief designing engineer. Engineering and construction work is under the general direction of R. F. Walter, chief engineer, with headquarters at Denver. All activities are under the general direction of the Commissioner of the Bureau of Reclamation, with headquarters at Washington, D. C.

PART 1. APPLICATION OF THE PLANIMETER TO THE SWEDISH METHOD OF ANALYZING THE STABILITY OF EARTH SLOPES

D. R. MAY[1]

The Swedish method of analysis[2] is based on the assumption that the sliding surfaces of earth slopes are cylindrical. A particular cylindrical surface having the least stability is found by comparing the shearing stresses with the shearing strength of the material along such probable surfaces of failure. The ratio of the total shearing strength to the total shearing stress on such a cylindrical surface may be called the factor of safety against sliding.

Calculations are generally made graphically on a section through the cylindrical surface under consideration. A typical section with the graphical construction for determining the forces acting on one of its segments is shown on figure 1.

The force, W, exerted by gravity upon the segment $\overline{ABCD}$ is equal to the weight of the segment and acts vertically downward through the center of gravity of the segment. The equilibrants of this force are the shearing resistance tangent to the arc and the pressure normal to the arc at the intersection of the arc with the force, W. These are determined by completing the force triangle with lines in the perpendicular and tangential directions.

The same process is applied to other segments until the whole area above the arc has been covered. The summation of the "T" forces (for notation see fig. 1) is the total shearing resistance required to

[1] *Assistant engineer, U. S. Bureau of Reclamation.*

[2] *Charles Terzaghi: The Mechanics of Shear Failures on Clay Slopes and the Creep of Retaining Walls, Public Roads, vol. 10, no. 10, December 1929. Also W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1927.*

prevent a sliding failure along the arc. The total shearing strength, therefore, of the material along the arc must be equal to or greater than this figure under any conditions to which it may be subjected.

The total shearing strength is determined from Coulomb's equation,

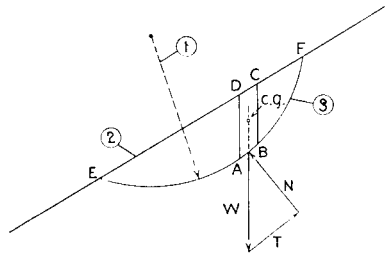
$$T = C + N \tan \phi,$$

where T = The total shearing strength,
C = The total cohesion along the arc,
N = The total normal pressure on the arc,
and $\tan \phi$ = The coefficient of internal friction of the material.

FIGURE 1.

1. **Radius of arc.** — Rayon d'arc. — Radius des Bogens. — Radio del arco.
2. **Face of embankment.** — Surface de remblai. — Oberfläche der Eindämmung. — Superficie del terraplén.
3. **Trial arc.** — Arc d'essai. — Versuchsbogen. — Arco de ensayo.

c. g. **Center of gravity.** — Centre de gravité. — Schwerpunkt. — Centro de gravedad.



Computations by the above method, using finite segments, although in no sense difficult, involve the somewhat cumbersome determination of the centers of gravity of irregularly shaped areas. The procedure outlined hereinafter eliminates this feature and results in a still further simplification of the solution for $\sum T$ and $\sum N$.

Suppose that the segment $\overline{ABCD}$ of figure 1 is reduced to a width of dx as shown on figure 2.

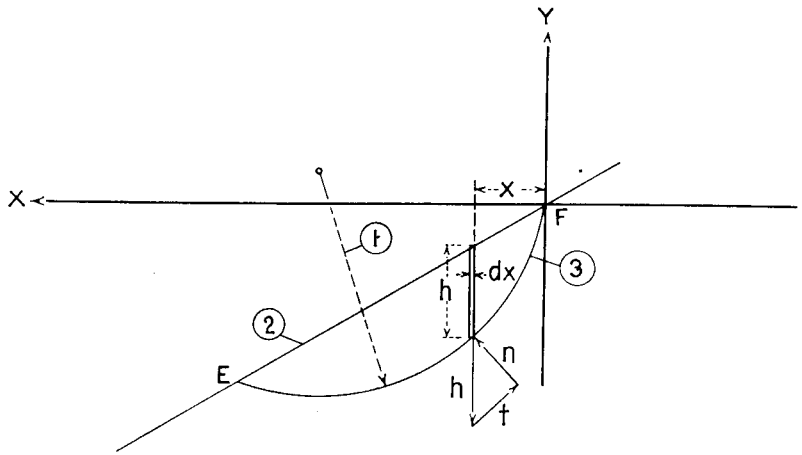


FIGURE 2.

1. **Radius of arc.** — Rayon d'arc. — Radius des Bogens. — Radio del arco.
2. **Face of embankment.** — Surface de remblai. — Oberfläche der Eindämmung. — Superficie del terraplén.
3. **Trial arc.** — Arc d'essai. — Versuchsbogen. — Arco de ensayo.

The weight of this segment is $w \cdot h \cdot dx$, where w is the unit weight of the material. The expressions for $\sum T$ and $\sum N$ now become $w \int t \cdot dx$ and $w \int n \cdot dx$.

Values of t for several points of the arc are plotted as ordinates on figure 3 and connected with a smooth curve.

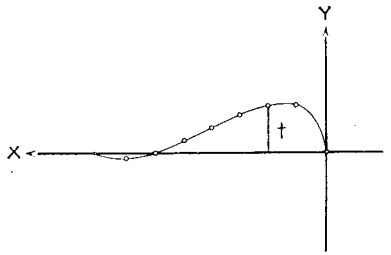


FIGURE 3.

The area between this curve and the X axis is equal to $\int t \cdot dx$, and may be determined with the planimeter. The total shearing stress, $w \int t \cdot dx$, is readily found by multiplying the value obtained above by the unit weight of the material. A similar curve using the n components, as shown on figure 4, may be used to find the total normal pressure, $w \int n \cdot dx$.

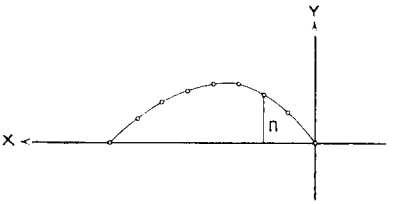


FIGURE 4.

The effect of percolating water may be treated in the same way. The total shearing stress and the total normal pressure are found using the saturated weight of the material. The "uplift" of the hydrostatic pressures, being always normal to the arc, does not alter the total shearing stress. It does, however, reduce the normal pressure available for friction between soil particles by the amount of the hydrostatic pressure that is transmitted across the arc through the water.

The actual hydrostatic pressures must be found from the flow conditions in the embankment. This is in itself a lengthy subject and will not be treated here.[3] The total "uplift" is $\int p \cdot ds$, where p is the hydrostatic pressure acting on a length of arc, ds.

To integrate this expression with the planimeter it is convenient to work with dx instead of ds. On figure 5, p is the hydrostatic pressure

[3] *One method of treatment is given in the paper "Pressures Due to Percolating Water and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures", by J. H. A. Brahtz, submitted under Communication 1 to the Second Congress on Large Dams (C18).*

at point A and may be considered the normal component of a purely hypothetical vertical pressure, p_y.
As $p_y \cdot dx$ is equal to $p \cdot ds$, the transformation using dx is easily effected. Values of p_y are found for several points on the arc and are used as ordinates of a curve whose area is equal to the "uplift", $\int p \cdot ds$. Before solving for the total shearing strength along the arc, this "uplift" is subtracted from the total normal pressure found from the saturated weights of the material.

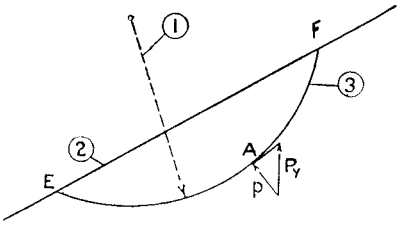


FIGURE 5.

1. **Radius of arc.** — Rayon d'arc. — Radius des Bogens. — Radio del arco.
2. **Face of embankment.** — Surface de remblai. — Oberfläche der Eindämmung.— Superficie del terraplén.
3. **Trial arc.** — Arc d'essai. — Versuchsbogen. — Arco de ensayo.

Only the simplest applications have been described. The same general methods, however, may be used to advantage on more complicated cases, such as those with irregularly shaped sections and with water pressures on the slope. The curves for most cases are easily drawn and in addition to facilitating the computations, give a good indication of the stress distributions resulting from the assumptions used in the Swedish method.

PART II. RATIONAL DESIGN OF EARTH DAMS

J. H. A. BRAHTZ, *Ph. D.*[4]

In a discussion of a paper by Charles Terzaghi, The Science of Foundations, this comment was made: "There is insufficient data available from which even empirical rules may be deduced, and so little is known of the materials which are encountered (soils and rock) that no skeleton or shelving of general data and hypothesis can be formed as a basis for the accumulation of missing information. Until such a framework can be formed, no one can announce even the birth of a science of foundations."

In spite of this discouraging point of view regarding foundations, and it applies to soil mechanics in general, including embankments and earth dams, engineers must continue to design and build structures on earth foundations. This gloomy attitude is not going to stop them, and in their designs they are going to continue to utilize.

[4] *Engineer in charge of Photoelastic Laboratory, U. S. Bureau of Reclamation Denver, Colo.*

all the information at hand that will aid in reaching consistently safe designs.

At the present time, the "circle analysis", proposed by K. E. Petterson, subsequently elaborated by W. Fellenius, and developed and publicized in the United States by Charles Terzaghi [5] and others, is the most useful tool for coordinating safe embankment slopes with physical properties of the material, height of embankment, internal pore pressure, etc. The "circle analysis" is a simple, rather mechanical method, and tied very closely to the common type of embankment slip failure, but in its simplification it is necessary to forego to some degree the seemingly important conditions of horizontal and vertical equilibrium. Whether or not the simplifying assumptions make the method an unreliable yardstick for consistent design must be shown by correlating the "circle analyses" with known embankment failures.

This paper has been prepared with the idea in mind of presenting a rational method of design that takes into account the physical properties of the material, pore pressure, the plastic action of earth, etc., and, in addition, equilibrium of every point in the dam, in such a way that the stability of the dam can be determined by examining the stability of individual points within the dam. While the method, of course, is subject to criticism, it should be remembered that all other methods have their weak points. If it can be shown by field or laboratory tests that this method furnishes a more reliable yardstick than has been available in the past, then the object of the paper has been accomplished. Likewise, this method must be discarded when a more satisfactory method is developed.

The reader should not get the impression that the method is mathematically too unwieldy. An important structure justifies the employment of engineers somewhat familiar with the handling of mathematical functions. The first complete analysis of a dam by this method can be carried out by an experienced man in about two weeks. After the first attempt and as he becomes more familiar with the behavior of the method, his speed increases, he finds salvage value in previous work, and can predict the danger regions ahead of time, thus eliminating the necessity of examining points throughout the structure.

PHYSICAL CONCEPT OF AN EARTH DAM

An earth dam is a continuum of particles, and while these particles may vary in shape, size, specific weight, roughness, elastic properties, voids, etc., it is assumed that the mean properties of every cubic yard, say, of the material, remain constant within certain specified regions. In the contact points between the particles, reactions will exist, and the problem at hand is to determine these for a given dam, or, if possible, to design a dam of given height with a given material so that these reactions form a system of forces in stable equilibrium. The analysis must naturally be extended into the foundation unless it is obvious that no failure can occur below the base of the dam. The nature of materials used for earth dams at once imposes the

[5] *Charles Terzaghi: The Mechanics of Shear Failures on Clay Slopes, and the Creep of Retaining Walls; Public Roads, Dec. 1929.*

restriction that only compressive forces and shears can be transferred between particles. For stable equilibrium the shear component must not exceed a certain quantity depending on the normal component and the properties of the material (friction and cohesion). The law of failure must naturally be found experimentally and will be discussed later in the paper.

In an elastic structure it is theoretically possible to compute the stresses at all points by the theory of elasticity. By the uniqueness theorem it can be shown that there is one and only one possible stress distribution for a given set of conditions if the material obeys Hooke's law. In an earth structure, Hooke's law no longer holds. The stress-strain relationship in earth is so decidedly plastic that stresses computed in an earth structure, assuming Hooke's law, fail completely to show the actual stress distributions. No general law exists for an earth structure that can take the part of Hooke's law in elasticity and by use of which one unique mathematical solution may be chosen from the infinite number of possible stress distributions, all of which are in a state of static equilibrium. Lacking a definite law of stress-strain behavior we must look into what is known of the behavior of the material under stress and study the laws of failure. By a critical study of these, and guided by the behavior of existing structures and laboratory tests, a reasonable theoretical stress function can be chosen.

UNIQUE SOLUTION

It is evident that a unique solution for the distribution of stresses in an earth dam is dependent upon numerous factors:

(1) The physical properties of the materials in the dam.

(2) The geometrical shape of the dam.

(3) The forces acting upon the dam. These include weight of material, boundary forces, and effect of percolation pressure.

(4) The method of construction; that is, technique and time order of placing the materials in the dam.

(5) The loading history of the dam. The system of stresses under a certain loading will depend upon the past loadings to which the dam has been subjected. This implies that the stress system for certain loadings will not necessarily be the same at different times—it is dependent upon what has occurred in the interim.

Therefore, the unique solution would have to be a function of time.

Clearly, then, it seems hopeless from a practical viewpoint to look for a unique solution of the problem in its entirety, when, even if such a solution could be obtained, it would without doubt be too unwieldy for practical purposes. Furthermore, it would be based upon a set of unique conditions constantly changing, so that it would be of only transitory value. It is, therefore, necessary to find a practical solution, which will yield results on the side of safety.

PRACTICAL SOLUTION

The practical solution of the stress problem in earth dams to be presented later is based upon the following two maxims:

(1) The reactions between the grains, the weight of the grains and the suspended water, and the boundary forces must form a system of

force in equilibrium such that the criterion of failure is not violated at any point in the body.

(2) If, in an earth dam, a system of safe reactions can theoretically be assigned to the particles so as to place them in equilibrium under certain boundary and body forces, then the particles can be depended upon to adjust themselves to a still safer system of reactions under the same boundary and body forces.

This does not mean that the dam will ever assume the theoretical system of internal safe reactions assigned to the individual particles. A more favorable system would no doubt exist. Hence, the safety factors computed for the theoretical system will be less than those actually existing in the dam unless, of course, the theoretical system happens to be identical with the actual system.

The same line of reasoning was used in the design of masonry arches and similar structures before the advent of the elastic theory. In fact, the philosophy underlying the stress system developed later in this paper is based upon that fortunate behavior of stable masonry arches. It is known that horizontal stresses exist in the dam, hence a set of stresses are included to provide the arch action, such that the horizontal stresses in the region below the crown are made a function of a "compaction factor", K and the vertical stress. The grains or particles along lines of the first principal stresses are considered to form a system of arches. The thrusts in these arches are the first principal stresses; the normal reactions between adjacent arches are the second principal stresses.

The compaction factor, K, defined as the ratio between horizontal and vertical stresses, is then a measure of the arch action in the dam and must be determined experimentally. It will depend upon the method and degree of tamping and upon the type of soil in the dam and its foundation. It resembles Rankine's ratio, $K=\frac{1\mp\sin\phi}{1\pm\sin\phi}$, where ϕ is the angle of repose. It is also similar to the ratio of horizontal stress to vertical stress, $K=\frac{\mu}{1-\mu}$, in a semi-infinite elastic solid where μ is Poisson's ratio. In a properly consolidated dam K should be not less than $\frac{50}{G}$ where G is the weight per cubic foot of saturated soil. This minimum value of K will insure that tensile contact stresses do not occur in conjunction with the pore pressure that may exist just after a very rapid draw-down of the reservoir. Even if K is not properly controlled during construction, the dam will itself endeavor to establish the sufficient value of K as alternate filling and emptying of the reservoir will allow the grains to readjust themselves. K can be controlled so as to give a minimum of settlement in the dam after completion. It should be noted that a value of K much greater than $\frac{50}{G}$ is of no structural advantage as it increases the horizontal shears without simultaneously proportionally increasing the vertical normal stresses. In other words, there seems to be a theoretical optimum beyond which tamping becomes injurious, but the writer believes that this limit is seldom exceeded in practice. It would be of great interest to study this quantity experimentally, preferably by

measurements in actual dams under various conditions, especially to coordinate it with methods of consolidation, the nature of the foundation, and the time effect of alternate filling and emptying the reservoir.

Besides the already mentioned reactions existing between particles in the contact points, certain other forces act on the particles: The weight of the particle, the liquid pore pressure, and the friction between the particle and the percolating water. The latter two act on the free surface of the particle, that is, outside the contact area.

In place of studying the discrete forces acting on each individual grain, it is easier to deal with the average forces acting on the faces of a unit volume of the material. This simply means that the discrete reactions between the individual particles are replaced by an equivalent continuous distribution of normal and shear forces. It then becomes important to note the difference between (1) "mean stress", generally denoted by a prime or double prime, and (2) "mean contact stress."[6] "Mean stress" denotes the mean state of stress at a point in the usual sense due to boundary forces and weight without regard to internal liquid pressure. "Mean contact stress" denotes the stress equivalent to the grain reactions only, when pore pressures are also considered. The shearing strength, equation (40), in earth structures is a function of mean contact stress, as is also the safety factor defined in equation (45).

It is shown in section 2 of the above-mentioned paper[6] that the mean stresses are due only to the weight of the saturated structure and the hydrostatic pressures acting on the boundaries, so that the mean stresses may be obtained independently of the existing internal liquid pressures.

Thus it is possible first to deal with the boundary and weight forces and afterward superpose any system of pore pressures that may exist. To obtain the mean contact stresses at a point it is only necessary to deduct the pore pressure multiplied by "1 minus the specific contact area" defined as "porosity–b",[6] from the two normal stresses. The mean shear contact stresses remain equal to the mean shear stresses as long as all normal contact stresses remain compression. The specific contact area is defined as the mean ratio between the summation of contact areas and the total surface area of the grains. Since this quantity is found negligible for earth fills, the total pore pressure will be deducted from the mean normal stresses to obtain the mean normal contact stresses as explained above. Compression will be denoted a positive stress throughout this treatment.

Let the mean stress components $=\sigma'_r$, σ'_θ, and $\tau'_{r\theta}$, the pore pressure $=p$, then the mean contact stress components are

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma'_r - p \\ \sigma_\theta &= \sigma'_\theta - p \\ \tau_{r\theta} &= \tau'_{r\theta} \end{aligned} \tag{1}$$

In rectangular components

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma'_x - p \\ \sigma_y &= \sigma'_y - p \\ \tau_{xy} &= \tau'_{xy} \end{aligned} \tag{1}$$

[6] *Cf. J. H. A. Brahtz, Pressures Due to Percolating Water, and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures, sec. 2; submitted under Communication 1 to Second Congress on Large Dams (C18).*

For the mean principal contact stresses we have:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma'_1 - p \\ \sigma_2 &= \sigma'_2 - p \\ \text{or } \sigma_1 + \sigma_2 &= \sigma'_1 + \sigma'_2 - 2p \\ \sigma_1 - \sigma_2 &= \sigma'_1 - \sigma'_2 \end{aligned} \tag{2}$$

σ'_1 and σ'_2 are determined from σ'_r, σ'_θ, and $\tau'_{r\theta}$ or from σ'_x, σ'_y, and τ'_{xy} by the usual formulas.

The theoretical and experimental methods for the evaluation of p, the pore pressure distribution within the dam are explained in the accompanying paper.[6]

In deriving a reasonable stress distribution, σ'_r, σ'_θ, and $\tau'_{r\theta}$, the most valuable tool is the Airy stress function, which is here defined as the general type of two-dimensional function yielding equilibrium without regard to strain compatibility. The stress functions used in this study are given in polar coordinates and are relatively simple. By proper determination of the constants involved they can be built up and combined to meet practically any set of known conditions. The type of functions employed assures equilibrium and that the distributions are continuous, smooth, and free from unreasonable concentrations. It is believed that with similar boundary conditions, the stress distribution in an actual earth dam or a laboratory model will be closely approximated by the mathematical system hereafter set up.

Because the boundary conditions are different for empty and full reservoirs, the systems of equations must be developed separately.

Empty Reservoir.

In general, the practical solution must be one of stable equilibrium, must satisfy all that is known at present about soil behavior in dams, and, in addition, it must contain parameters which will permit the modification of the solution to incorporate knowledge which may be gained in the future.

The simplest approach is to start from some basic equilibrium system and superpose systems of reasonable self-balancing correction stresses. The basic state of stress employed is such that there is neither horizontal normal stress nor horizontal and vertical shear within the earth acting vertically downward. Arch action actually exists within the soil, therefore the proper correction functions are added to take it into account. It has been mentioned that the parameter K is a measure of the arching effect in an earth or rock fill. With the empty reservoir no boundary forces are present, and it will, furthermore, be assumed that all stress components on the boundaries of the dam are zero. No doubt a certain amount of first principal stress along the face in the outer layer could be relied upon in cohesive materials, but it is deemed safer to ignore this until more is known about the cohesion and coefficient of friction in the boundary region, and adjust the correction stresses so that the extreme boundary layers act only as so much loose weight.

[6] *Cf. J. H. A. Brahtz, Pressures Due to Percolating Water, and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures, sec. 2; submitted under Communication 1 to Second Congress on Large Dams (C18).*

When the mean stresses have been determined, the mean contact stresses are found by equations (1). From these or (2) the mean principal stresses are easily obtained so that the safety factor at any point of the dam can be determined when the criterion of failure is known, as explained later. With the pore pressures assumed to exist in a saturated dam after a quick draw-down of the reservoir the minimum safety factor will be found to occur in the region at the base about one-fourth to one-fifth of the base width from the upstream face. This point is easily located when the stresses and pore pressure have been determined as shown in the accompanying computed example.

Full Reservoir.

Based on the general theory developed in the paper mentioned above,[6] the mean contact stresses in an earth-fill or rock-fill dam can again be determined by first finding the mean stresses in the dam, due to the weight of the saturated dam and full hydrostatic pressure on the upstream face, but disregarding internal liquid pressures. The mean contact stresses are again given by equations (1) or (2) where p now is the ultimate system of pore pressure assumed to exist with full reservoir. To obtain the mean stresses with full reservoir a system of stresses caused by the hydrostatic pressure on the upstream face must be superposed upon the system of mean stresses already determined for empty reservoir. Still adhering to the assumption that all contact stress components must be zero at the boundaries and bearing in mind equation (2), it is evident that this new system of stresses must be determined such that the upstream face is a line of hydrostatic points; that is, the normal stress components must be equal to the hydrostatic pressure existing at the face, and the shear components must be zero. The downstream face must be a line of zero points. Again we start from a primitive basic equilibrium condition and modify this by a system of self-balancing correction stresses, such that the above-stated boundary conditions are satisfied. The basic system chosen in this case is obtained by considering the water pressures on the upstream face to propagate through the dam along columns normal to the upstream face as explained later in the mathematical development. When the total system of mean contact stresses has been found, the safety factors at every point can be obtained as explained later.

The critical region for full reservoir again occurs near the base and about one-fourth to one-fifth of the base width from the downstream face. The exact location is easily found when the stresses and pore pressures are known.

Foundation.

If the foundation is homogeneous to great depth, there is generally only need for analysis of the stresses along the upstream and downstream surface line of the foundation. In case the foundation varies in quality it may become necessary to investigate deeper. As soon as the stress distribution has been computed along the base line of the dam, the forces acting on the foundation are known. For elastic

[6] *Cf. J. H. A. Brahtz, Pressures Due to Percolating Water, and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures, sec. 2; submitted under Communication 1 to Second Congress on Large Dams (C18).*

or quasi-elastic soils, the stresses may be determined accurately enough by Boussinesq's solutions for elastic media. The formulas worked out for the two-dimensional case in American Society of Civil Engineers Proceedings, September 1935, pages 993–996, are extended to the present case in appendix 4. If the conditions are such that the above-mentioned formulas are not applicable, reference is made to the methods described by D. P. Krynine in American Society of Civil Engineers Proceedings, April 1936, pages 528–535, and Leo Jürgensen, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, July 1934.

PROCEDURE IN THE DESIGN AND ANALYSIS

Before giving the mathematical derivations of stress formulas, etc., the order of procedure in design and analysis will be outlined. It is the result of application of the theory to several practical cases and will be helpful, at least in the first application of the present theory. Later each designer will no doubt develop his own technique.

It is assumed that the depth of reservoir, freeboard, and width of crown have been fixed and that field investigations in connection with laboratory experiments have determined the physical properties of the materials available for the construction. If the "compaction factor" K is not available, use $K=\frac{50}{G}$. (See p. 546.)

A. Determine the slopes S_1 and S_2 by formula equations (46) and (47) and draw up the section to be analyzed to a convenient scale, say, $1''=20'$. Analyze the dam proper and, if necessary, the foundation in the two critical cases:

B. Empty reservoir, saturated dam, quick draw-down.

C. Full reservoir, saturated dam.

PROCEDURE FOR CASE B (EMPTY RESERVOIR)

Dam Proper.

1. Establish the system of pore pressures assumed to exist.

2. Evaluate α and β (see fig. 10) and compute the constants A, by equation (12), and C, by equation (15).

3. Compute and superpose contributions sub 2 and sub 3 by equations (18), (19), and (20), respectively, for points along the base of the dam. It is expedient first to tabulate all the trigonometric functions involved for the following values of θ: $0, \pm 15°, \pm 30°, \pm 45°$, etc., as these will again be needed. Scale the radius vectors to the points along the base.

4. Convert the totals for each point obtained in item 3 to rectangular components by equation (21), the term ηG is obtained as explained in appendix 1.

5. If plots of the stress components are not desired, that is, if the foundation is not to be analyzed, obtain $\sigma'_1+\sigma'_2$ and $\sigma'_1-\sigma'_2$ as described in appendix 3a.

6. Obtain the sum and difference of the principal contact stresses by equation (2), the pore pressure p is obtained in item 1.

7. Compute safety factors by equation (45) and plot these.

8. If plots of the individual stress components are desired, that is, if the foundation must be analyzed, omit items 5, 6, and 7 and obtain σ'_x, σ'_y, and τ'_{xy} directly from results of step 4.

9. Check computations. The area under the σ'_y curve must equal the weight of the dam, including saturation. The net area under the τ'_{xy} curve must be zero.

10. Obtain the sum and difference of principal stresses as described in appendix 3b.

11. Compute safety factors by equation (45) and plot these.

12. The smallest safety factor in case B will generally occur in the upstream base region. If it is unsatisfactory, compute the necessary thickness δ_1 of the rock blanket by equation (23), holding the upstream slope as before.

13. For a homogeneous dam it is only necessary to compute the stresses and safety factors for the upstream region of the base. If it is deemed necessary to examine other levels in the dam, repeat the process from item 3 down for the original values of θ, but different values of the radius vector r. Note that some contributions are unaltered and others can be obtained from the results at the base by multiplication with the ratio of the two radius vectors.

FOUNDATION

14. If the coefficient tan ϕ for the foundation is less than $\frac{2}{\pi}$ (or $\frac{1}{\lambda}$, see page 569) graded rock fillets will be needed at the heel and toe. Empty reservoir conditions generally determine the dimensions of the fillet at the heel.

15. Substitute the shear stresses τ'_{xy} at the base with equivalent uniform distributions q_n as described on page 567 and compute the horizontal contact stresses σ_1 by equation (37) for $x_1=0$, -1, -2, -3, etc. (See fig. 11.)

16. Compute the depths η_1 of the upstream fillet by equation (39).

17. If the foundation is homogeneous within a distance from the base line of the dam equal to the height of the dam, there is no need for further analysis. If weaker regions should occur, it may be necessary to analyze these regions by the methods given in appendix 4.

Application I.

The foregoing method of procedure was applied to a study of Fresno Dam, Montana, figure 6.

$h=81$ feet
$H=91$ feet
$B=45$ feet
Dam core: tan $\phi=0.6$

$G=129$ pounds per cubic feet.

$g=\frac{129}{62.5}=2.06$

$C=600$ pounds per square foot or $\frac{600}{62.5}=9.6$ feet of head

Foundation: tan $\phi=0.3$, $C=0$.

Compaction factor K was taken rather too high at 0.5. This will deliver somewhat excessive horizontal shear stresses.

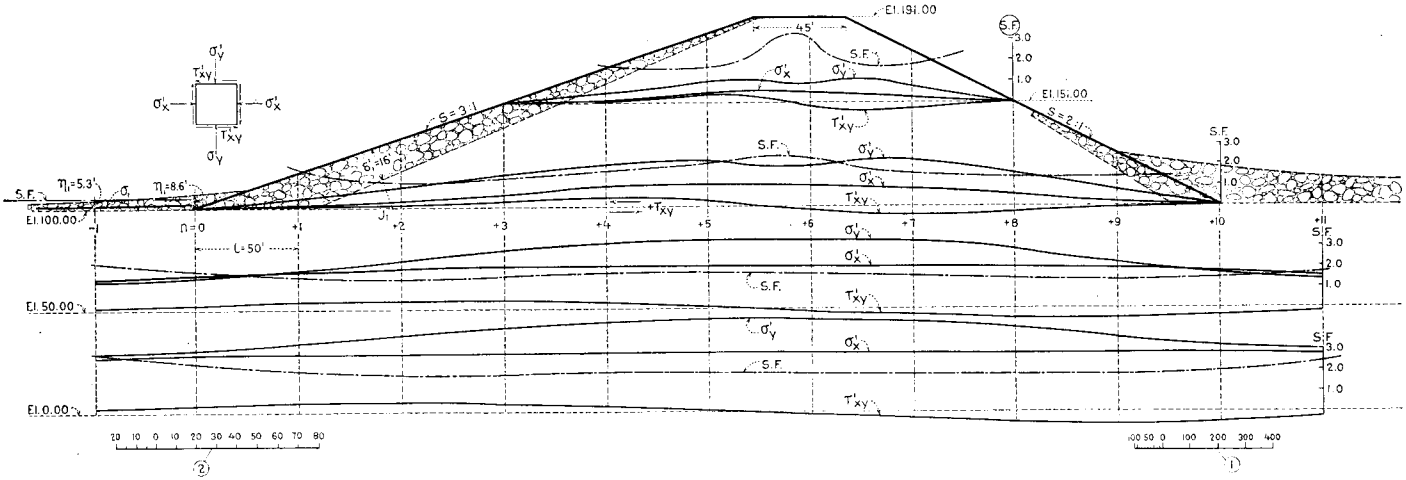


FIGURE 6.—**Base and foundation mean stresses in earth dam, empty reservoir.** — Efforts moyens à la base et à la fondation du barrage en terre, réservoir vide. — Mittlere Untergrund- und Fundamentspannungen in einem Erddamm bei leerem Staubecken. — Esfuerzos medios en la base y en la fundación de la presa de tierra, depósito vacío.

1. **Stress scale in feet of hydrostatic head.** — Échelle d'effort en pieds de différence de niveaux hydrostatiques. — Spannungs-Skala der hydrostatischen Höhe in Fuss. — Escala de esfuerzo en pies del salto hidrostático.

Linear scale in feet. — Échelle de linéaire en pieds. — Lineare Skala in Fuss. — Escala lineal en pies.

S.F. **Safety factor scale.** — Échelle de facteur de sûreté. — Sicherheitsfaktor-Skala. — Escala del factor de seguridad.

The pore pressures assumed to exist for empty reservoir were obtained by the membrane method [6] and are given in figure 7.

The stresses (σ') and safety factors (*S. F.*) were computed at the base and at midheight and along the upstream foundation line. The results are shown graphically on figure 6, as they would be without rock blankets and fillets.

It will be seen that the critical safety factor, *S. F.*$=1.25$, occurs at point j_1 in the upstream base region. It was desired to raise this to *S. F.*$=1.5$ by replacing the earth slope by a drained fill. The quantities at point j_1 were then obtained

$$\sigma'_1+\sigma'_2-2p=40 \text{ feet of head}$$
$$\sigma'_1-\sigma'_2=60 \text{ feet of head}$$

and substituted in equation (23):

$$\delta_1=\Delta p=12 \text{ feet}$$

The upstream rock blanket is indicated on figures 6 and 8. It is recommended to extend the rock blanket wedge-shaped to the top of the dam because the pore pressures in the upstream region may conceivably exceed those shown on figure 7 and some protection is needed against wave action.

For the foundation, $\tan \phi=0.3<\frac{2}{\pi}\left(\text{or } \frac{1}{\lambda}\right)$; hence, fillets are needed.

The horizontal contact stresses σ_1 in the upstream foundation were computed and are plotted on figure 6.

From these the fillet heights η_1 were computed by equation (39) for a safety factor, *S. F.*$=2$, as follows:

$x=0$	$\eta=7$ feet
$x=-1$	$\eta=4.5$ feet
$x=-2$	$\eta=3$ feet

The fillet is indicated on figures 6 and 8.

PROCEDURE FOR CASE C (FULL RESERVOIR)

Dam Proper.

18. Establish the system of pore pressures assumed to exist.

19. Evaluate the constants E and M by equations (30) and (31). Compute and superpose contributions sub 5 and sub 6 by equations (34), (35), and (36), respectively, for the same points (r, θ) on the base as in case B.

20. Convert the results obtained in item 19 into rectangular components by equation (21), summing on 5 and 6 only and omitting the term $G\eta$.

21. Obtain the basic water load contributions sub 4 graphically by the method given in appendix 2.

22. Superpose results of items 20 and 21 onto the respective results obtained in item 4.

[6] *Cf. J. H. A. Brahtz, Pressures Due to Percolating Water, and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures, sec. 2; submitted under Communication 1 to Second Congress on Large Dams (C18).*

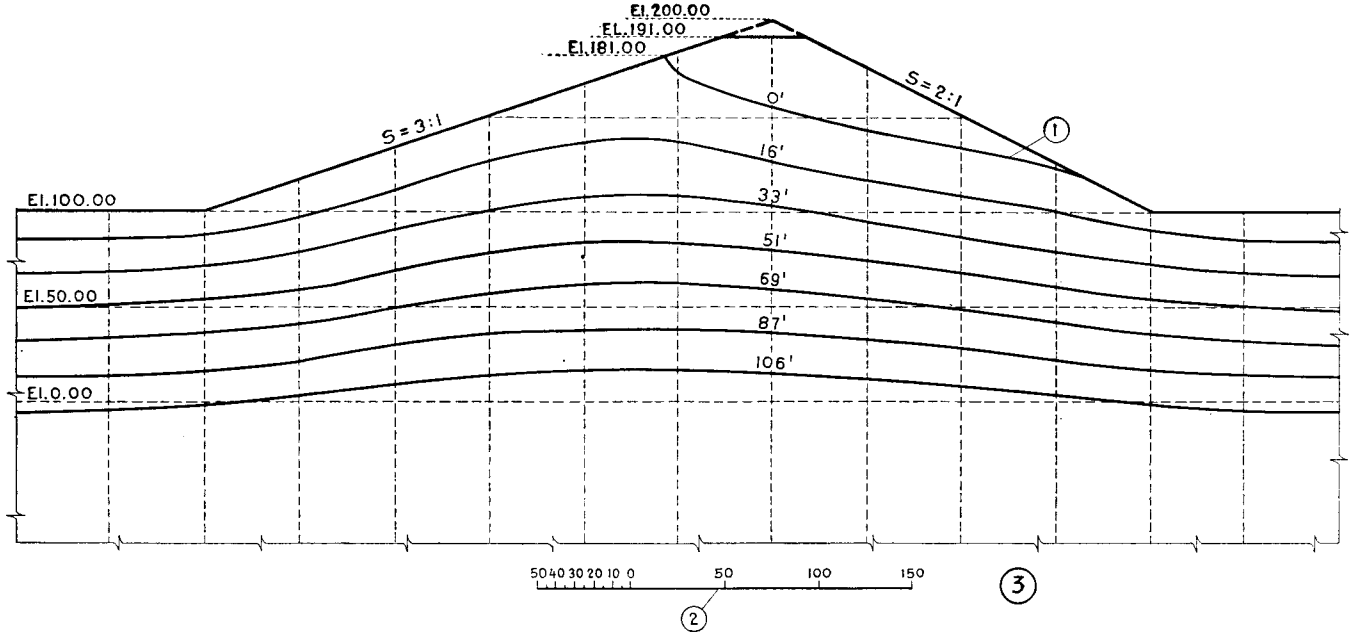


FIGURE 7.—**Lines of equal pore pressure—empty reservoir.** — Lignes de pression égale de pore—réservoir vide. — Linien von gleichem Porendruck, bei leerem Staubecken. — Líneas de igual presión de poros—depósito vacío.

1. **Phreatic line.** — Ligne phréatique. — Sickerlinie. — Línea freática.
2. **Scale in feet.** — Échelle en pieds. — Skala in Fuss. — Escala en pies.
3. NOTE.—**Dam on pervious base—Percolation factors same as in dam.** — Remarque, barrage sur base perméable—coefficients de perméabilité mêmes que dans le barrage. — Bemerkung, Staudamm auf durchlässigem Untergrund—Sickerungsfaktoren dieselben wie im Staudamm. — Nota, la presa sobre base permeable, coeficientes de permeabilidad iguales que en la presa.

23. Now treat the totals of item 22 as prescribed in items 5 to 13 of case B, except that the pore pressures must now be those obtained in item 18, and compute δ_2 by equation (23). Also, the checks in item 9 must now be such that the area under σ''_y curve must equal the weight of the saturated dam plus the vertical component of the total hydrostatic pressure on the upstream face, and the net area under the τ''_{xy} curve must equal the horizontal component of this pressure.

Foundation.

24. If the coefficient of friction tan ϕ for the foundation is less than $\frac{2}{\pi}$ (or $\frac{1}{\lambda}$, see page 569) the drained fillet at the toe is determined by the conditions for full reservoir.

25. Proceed as in items 15, 16, and 17 with the new shears τ''_{xy} and compute the horizontal contact stresses σ_1 in the foundation by equation (38) and the downstream fillet heights η_2 by equation (39).

Application II.

The procedure in case C was applied to the Study of Fresno Dam as mentioned under case B. The constants are already given in application I and the pore pressures assumed to exist with full reservoir are shown on figure 9, obtained by the membrane method.[6]

The stresses (σ'') and safety factors (*S. F.*) in the dam proper and the horizontal stresses σ_1, in the downstream foundation line are plotted on figure 8, as they would be without rock slopes and fillets.

It will be seen that the minimum safety factor now occurs at point j_2 in the downstream region, *S. F.*=1.2. It was desired to raise it to 1.5 by construction of a drained fill in the downstream face.

The quantities at point j_2 needed in equation (23) are

$$\sigma_1+\sigma_2-2p=32 \text{ feet (of head)}$$
$$\sigma_1-\sigma_2=50 \text{ feet (of head)}$$

By equation (23):

$$\Delta p=\delta_2=8 \text{ feet}$$

The rock apron is indicated on figures 6 and 8. It is necessary to extend it wedge-shaped a safe distance above the phreatic line.

The horizontal stresses σ_1 in the downstream foundation line are substituted into equation (39) with safety factor *S. F.*=2 and the following fillet heights η_2 obtained:

$x_2=10$	$\eta_2=18$ ft.
$x_2=11$	$\eta_2=13$ ft.
$x_2=12$	$\eta_2=9$ ft.

The fillet is indicated on figures 6 and 8.

In addition the stresses and safety factors in the foundation are shown on figures 6 and 8 at levels 50 feet and 100 feet below the base. The stresses were computed by equations (48), (49), and (50) in ap-

[6] *Cf. J. H. A. Brahtz, Pressures Due to Percolating Water, and Their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures, sec. 2; submitted under Communication 1 to Second Congress on Large Dams (C 18).*

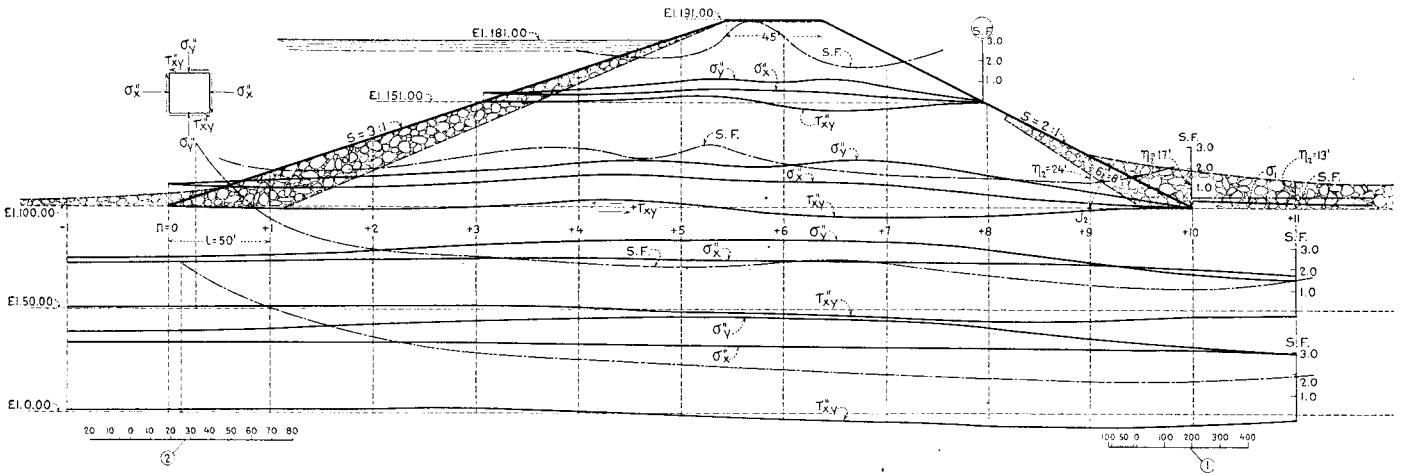


FIGURE 8.—**Base and foundation mean stresses in earth dam—full reservoir.** — Efforts moyens à la base et à la fondation du barrage en terre—réservoir plein. — Mittlere Untergrund- und Fundamentspannung in einem Erddamm bei vollem Staubecken. — Esfuerzos medios en la base y en la fundación de la presa de tierra, depósito lleno.

1. **Stress scale in feet of hydrostatic head.** — Échelle d'effort en pieds de différence de niveaux hydrostatiques. — Spannungs-Skala der hydrostatischen Höhe in Fuss. — Escala de esfuerzo en pies del salto hidrostático.
2. **Linear scale in feet.** — Échelle linéaire en pieds. — Lineare Skala in Fuss. — Escala lineal en pies.

S. F.—**Safety factor scale.** — Echelle de facteur de sureté. — Sicherheitsfaktor-Skala. — Escala del factor de seguridad.

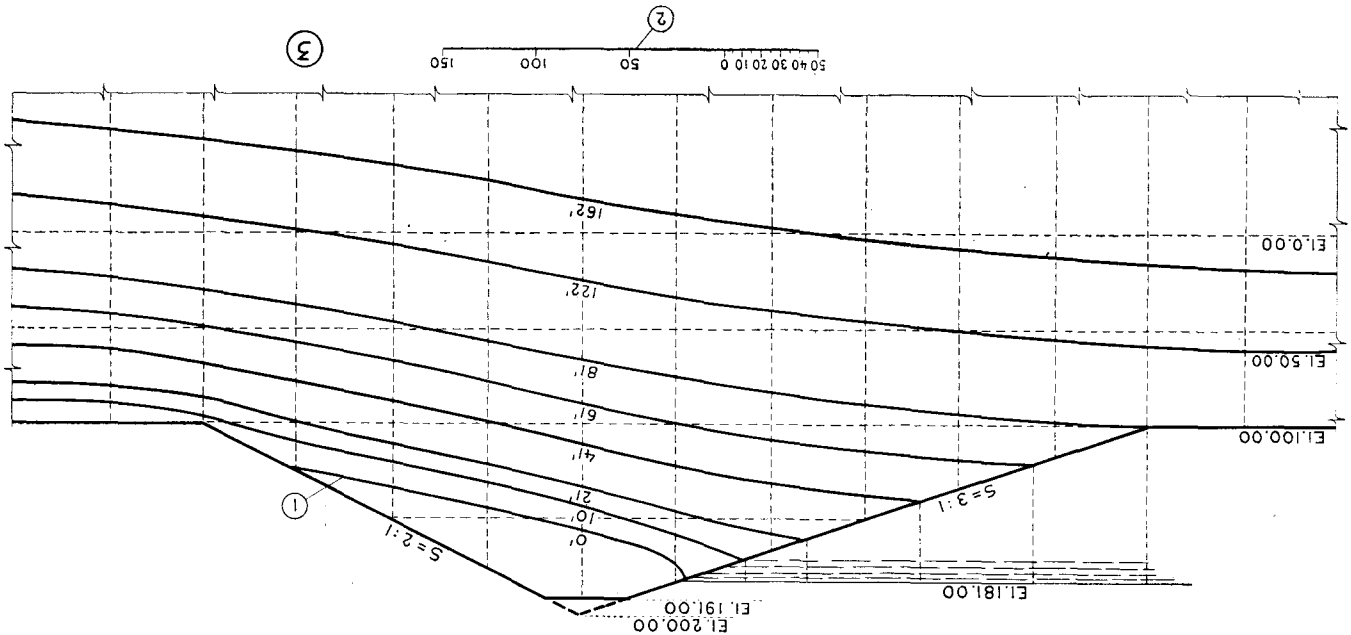


FIGURE 9.—**Lines of equal pore pressure—full reservoir.** — Lignes de pression égale de pore—réservoir plein. — Linien mit gleichem Porendruck bei vollem Staubecken. — Líneas de igual presión de poros—depósito lleno.

1. **Phreatic line.** — Ligne phréatique. — Sickerlinie. — Línea fréatica.
2. **Scale in feet.** — Échelle en pieds. — Skala in Fuss. — Escala en pies.
3. NOTE.—**Dam on pervious base—Percolation factors same as in dam.** — Remarque: barrage sur base perméable—coéfficients de perméabilité mêmes que dans le barrage. — Bemerkung: Staudamm auf durchlässigem Untergrund — Sickerungsfaktoren dieselben wie im Staudamm. — Nota, la presa sobre base permeable—coeficientes de permeabilidad iguales que en la presa.

pendix 4. No account was taken of the fillet loadings which would increase all safety factors below the base level. It is evident that for homogeneous quasi-elastic foundation the upstream and downstream surfaces are the critical regions, so ordinarily it is sufficient to compute and protect the foundation line.

DERIVATION OF STRESS FUNCTIONS FOR PRACTICAL SOLUTION

General Notations. (See fig. 10.)

σ_x=Mean horizontal contact stress, plus if compression.
σ_y=Mean vertical contact stress, plus if compression.
τ_{xy}=Mean horizontal and vertical shear stress.
σ_r=Mean radial contact stress.
σ_θ=Mean circumferential contact stress.
$\tau_r\theta$=Mean radial and circumferential shear stress.
σ_1=First mean principal contact stress.
σ_2=Second mean principal contact stress.

A prime, such as σ'_x or σ''_x, etc., denotes mean stress without regard to internal liquid pressure.

NOTE.—It is convenient throughout to use 1 foot as the unit of length and w=62.5 as the unit of weight, pressure, and stress. These will then be expressed in "head of water."

r, θ=Polar coordinates.
$e=\frac{\pi}{\alpha}$
α=One-half of crest angle.
β=Angle between bisector of crest angle and vertical.
G=Weight per unit volume of saturated earth materials.
$g=\frac{G}{w}$=Specific gravity.
w=Weight of unit volume of water.
K=Compaction factor of the earth.
η=Effective height of fill of unit volume weight G.
B=Width of crown.
h=Depth of reservoir.
H=Total height of dam.
S_1:1=Slope of upstream face.
S_2:1=Slope of downstream face.
δ_1=Thickness of upstream rock blanket at j_1.
δ_2=Thickness of downstream rock blanket at j_2.
η_1=Vertical depths of upstream fillet.
η_2=Vertical depths of downstream fillet.
f=Difference in elevation of crest and origin.
d=Difference in elevation of water surface and origin.
q_n=Magnitude of equivalent uniform shear loads on foundation (see fig. 11).
$S.F.$=Safety factor.
λ=Correlation parameter (experimental).

Sign Conventions.

Upstream angles (−).
Downstream angles (+).

Compression (+).
Tension (−).

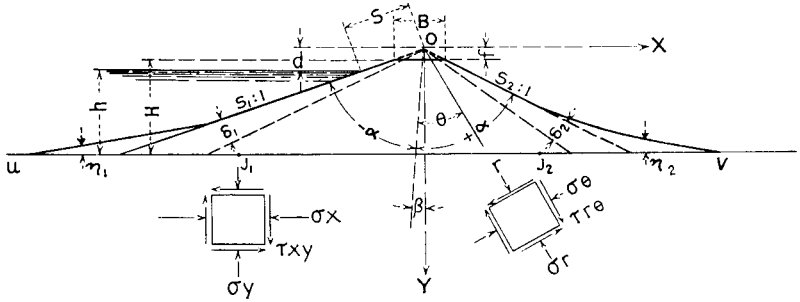


FIGURE 10.

Empty Reservoir.

The stresses are evaluated from functions such that the following conditions are satisfied:

(1) All stress components are zero on all the boundaries of the dam.

(2) Equilibrium is maintained for all points in the structure.

(3) The ratio between the total horizontal and the total vertical stresses is very nearly equal to K, the experimental compaction factor previously discussed.

The basic state of stress used is the one employed in the Swedish geotechnical or "circle analysis." This introduces the effect of gravity forces and states that the vertical normal stress at a point equals the weight of the saturated material above the point. In this basic system the horizontal normal stress and shear are zero. Coordinate systems are shown on figure 10.

Hence:

$$\begin{aligned} \sigma_{y,1} &= G\eta \\ \sigma_{x,1} &= 0 \\ \tau_{xy,1} &= 0 \end{aligned} \tag{3}$$

or in polar components:

$$\begin{aligned} \sigma_{r,1} &= G\eta \cos^2 (\theta - \beta) \\ \sigma_{\theta,1} &= G\eta \sin^2 (\theta - \beta) \\ \tau_{r\theta,1} &= \frac{1}{2} G\eta \sin 2(\theta - \beta) \end{aligned} \tag{4}$$

where G is the weight per unit volume of the saturated soil and η is the effective height of material above the point in question. If the column of soil above a point is partly saturated and partly dry, this must be taken into account as the weight of the pore water must be included in G. In appendix 1 a method is outlined for the determination of $G\eta$. It is seen that equations (4) satisfy conditions (1) and (2) above.

It is known that horizontal stresses σ_x exist in the dam, hence a set of correction stresses are added to the basic system (3) in order to satisfy condition (3) and leave (1) and (2) unchanged. Auxiliary

polar coordinates are most convenient. The polar axis is chosen along the bisector of the angle at the apex of the dam (fig. 10).

Note that the dam is treated as a triangular section with deduction of the effect of the small triangle above the crown.

Correction stresses.—Consider the following functions:

$$F_2=r^3\left(A\cos^2\frac{\theta e}{2}+B\sin^2\theta e\right) \tag{5}$$

and

$$F_3=r^2\left(C\cos^2\frac{\theta e}{2}+D\sin^2\theta e\right) \tag{6}$$

where $e=\frac{\pi}{\alpha}$ and α is the value of θ at the downstream boundary.

The stresses, positive as shown on figure 10, are defined as follows:

$$\begin{aligned}\sigma_r&=\frac{\delta^2F}{r\delta^2\theta^2}+\frac{\delta F}{r\delta r}\\ \sigma_\theta&=\frac{\delta^2F}{\delta r^2}\\ \tau_{r\theta}&=\frac{\delta}{\delta r}\left(\frac{\delta F}{r\delta\theta}\right)\end{aligned} \tag{7}$$

Definitions (7) will provide equilibrium at all points when the boundary conditions are satisfied.

The stresses from (5) are then

$$\begin{aligned}\sigma_{r,2}&=r\left\{A\left[3\cos^2\frac{\theta e}{2}-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right]+B[3\sin^2\theta e+2e^2\cos 2\theta e]\right\}\\ \sigma_{\theta,2}&=r\left\{6A\cos^2\frac{\theta e}{2}+6B\sin^2\theta e\right\}\\ \tau_{r\theta,2}&=r\{-Ae\sin\theta e+2Be\sin 2\theta e\}\end{aligned} \tag{8}$$

The stresses from (6) are:

$$\begin{aligned}\sigma_{r,3}&=C\left(2\cos^2\frac{\theta e}{2}-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right)+2D(\sin^2\theta e+e^2\cos 2\theta e)\\ \sigma_{\theta,3}&=2C\left(\cos^2\frac{\theta e}{2}\right)+2D(\sin^2\theta e)\\ \tau_{r\theta,3}&=-\frac{Ce}{2}\sin\theta e+De\sin 2\theta e\end{aligned} \tag{9}$$

It will be seen that σ_θ and $\tau_{r\theta}$ are both identically zero on the boundaries $\theta=\pm\alpha$ and that the stresses (8) increase linearly with r, and stresses (9) are independent of r.

The constants A, B, C and D must now be determined.

On the boundaries $\theta=\pm\alpha$,$\sigma_{r,2}$ must be zero. Hence, by (8)

$$B=\frac{-A}{4} \tag{10}$$

Along the vertical line, $\theta=+\beta$, we place

$$\sigma_{\theta,2}=K(Gr+\sigma_{r,2}) \tag{11}$$

in order to satisfy condition (3) in this region.

Hence, by (8) and (10)

$$A=\frac{-2G}{(1+\cos\ \beta e)^2\left[e^2\left(\frac{3}{1+\cos\ \beta e}-2\right)+1.5-\frac{3}{K}\right]} \tag{12}$$

The value of G in (12) should be estimated for saturated soil in the region below the crown.

In order to clear the crown of normal and shear forces, or very nearly so, and not to disturb condition (1) the constants in (9) are now determined such that $\sigma_{r,3}=0$ on the boundaries $\theta=\pm\alpha$.

Hence, by (9)

$$D=\frac{-C}{4} \tag{13}$$

Further, if it is specified that $\sigma_{\theta,2}+\sigma_{\theta,3}=0$ when $r=f$ and $\theta=+\beta$ it will be found that the remaining forces acting on the crown of the dam are negligible, in fact, less than can be expected due to inaccuracies in actual construction. Therefore, by (8) and (9):

$$f\cdot A\left\{6\ \cos^2\frac{\beta e}{2}-\frac{3}{2}\sin^2\ \beta e\right\}=-C\left(2\ \cos^2\frac{\beta e}{2}-\frac{1}{2}\sin^2\ \beta e\right)$$

so that

$$C=-3fA \tag{14a}$$

Another way to clear the crown (very nearly) would be to place $\sigma_{r,2}+\sigma_{r,3}=0$ when $r=f$ and $\theta=+\beta$. This gives:

$$C=fA\ \frac{-3\ \cos^2\frac{\beta e}{2}+\frac{e^2}{2}\cos\ \beta e+\frac{3}{4}\sin^2\ \beta e+\frac{e^2}{2}\cos\ 2\beta e}{2\ \cos^2\frac{\beta e}{2}-\frac{e^2}{2}\cos\ \beta e-\frac{1}{2}\sin^2\ \beta e-\frac{e^2}{2}\cos\ 2\beta e} \tag{14b}$$

In order to approximate both conditions as closely as possible, it is best to take the average of (14a) and (14b). This gives:

$$C=-2fA\left\{1+\frac{1}{8\left[1+e^2\left(\frac{3}{1+\cos\ \beta e}-2\right)\right]}\right\} \tag{15}$$

The constants A, B, C and D having been found, the correction stresses are now completely determined.

By superposing upon the basic stress system (4) the correction stress systems (8) and (9), the mean stresses σ'_r, σ'_θ, and $\tau_r{}'_\theta$, are obtained for empty reservoir. If internal liquid pressure p exists,

the mean contact stresses σ_r, σ_θ, and $\tau_{r\theta}$ may then be obtained by equations (1).

To find safety factors the sum and difference of principal contact stresses are needed:

$$\begin{aligned}\sigma_1+\sigma_2&=\sigma'_r+\sigma'_\theta-2p\\ \sigma_1-\sigma_2&=\sqrt{(\sigma'_r-\sigma'_\theta)^2+(2\tau'_{r\theta})^2}\end{aligned}\tag{16}$$

Where, for empty reservoir:

p=Pore pressure assumed to exist for a quick draw-down.

$$\begin{aligned}\sigma'_r&=\sigma_{r,1}+\sigma_{r,2}+\sigma_{r,3}\\ \sigma'_\theta&=\sigma_{\theta,1}+\sigma_{\theta,2}+\sigma_{\theta,3}\\ 2\tau'_{r\theta}&=2\tau_{r\theta,1}+2\tau_{r\theta,2}+2\tau_{r\theta,3}\end{aligned}\tag{17}$$

The individual contributions are given by (4), (8), and (9).

In actual computation the following auxiliary formulas are convenient:

$$\left.\begin{aligned}(\sigma_r+\sigma_\theta)_1&=G\eta\\ (\sigma_r+\sigma_\theta)_2&=Ar\frac{(1+\cos\theta e)^2}{2}\left[e^2\left(\frac{3}{1+\cos\theta e}-2\right)+4.5\right]\\ (\sigma_r+\sigma_\theta)_3&=C\frac{(1+\cos\theta e)^2}{2}\left[e^2\left(\frac{3}{1+\cos\theta e}-2\right)+2\right]\end{aligned}\right\}\tag{18}$$

$$\left.\begin{aligned}(\sigma_r-\sigma_\theta)_1&=G\eta\cos 2(\theta-\beta)\\ (\sigma_r-\sigma_\theta)_2&=Ar\frac{(1+\cos\theta e)^2}{2}\left[e^2\left(\frac{3}{1+\cos\theta e}-2\right)-1.5\right]\\ (\sigma_r-\sigma_\theta)_3&=C\frac{(1+\cos\theta e)^2}{2}\left[e^2\left(\frac{3}{1+\cos\theta e}-2\right)\right]\end{aligned}\right\}\tag{19}$$

$$\left.\begin{aligned}2\tau_{r\theta,1}&=G\eta\sin 2(\theta-\beta)\\ 2\tau_{r\theta,2}&=-2Are(\sin\theta e)(1+\cos\theta e)\\ 2\tau_{r\theta,3}&=-Ce(\sin\theta e)(1+\cos\theta e)\end{aligned}\right\}\tag{20}$$

The total stresses for empty reservoir in rectangular coordinates (fig. 10) are obtained by the following formulas:

$$\left.\begin{aligned}\sigma'_y+\sigma'_x&=\sum(\sigma_r+\sigma_\theta)_n+G\eta\\ \sigma'_y-\sigma'_x&=\sum\{(\sigma_r-\sigma_\theta)_n\cos 2(\theta-\beta)+2\tau_{r\theta,n}\sin 2(\theta-\beta)\}+G\eta\\ 2\tau'_{xy}&=\sum\{-(\sigma_r-\sigma_\theta)_n\sin 2(\theta-\beta)+2\tau_{r\theta,n}\cos 2(\theta-\beta)\}\end{aligned}\right\}\tag{21}$$

The individual polar expressions are given by (18) to (20).

$$\begin{aligned}\sigma_1+\sigma_2&=(\sigma'_y+\sigma'_x)-2p\\ \sigma_1-\sigma_2&=\sqrt{(\sigma'_y-\sigma'_x)^2+(2t'_{xy})^2}\end{aligned}\tag{22}$$

The summation to be extended over subscripts $n=2$ and $n=3$ only, for empty reservoir. The sum and difference between the principal stresses are computed by (22) or easier, graphically as outlined in appendix 3. When the pore pressures are known, the safety factors are finally found by (45).

With the pore pressures assumed to exist in a saturated dam after a quick draw-down of the reservoir the minimum safety factor will be found to occur in the region of the base at about one-fifth to one-fourth of the base from the upstream face. This point is easily located when the stresses and pore pressures have been determined as shown on the accompanying computed example.

If the critical safety factor thus computed is found to be unsatisfactory, it may often economically be increased merely by reducing the critical pore pressures. This can be effected by replacing the upstream and/or downstream earth slope by a wedge of coarse material (graded rock or gravel). The thickness δ of the rock blanket measured normal to the face should be not less than the desired decrease in pore pressure measured in head of water and of practically the same volume weight as the earth fill.

The necessary decrease in pore pressure may be computed by the formula:

$$\delta = \Delta p = \frac{\frac{1}{\pi}(\sigma'_1 - \sigma'_2)(\text{Desired Safety Factor}) - C}{\tan \phi} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 - 2p}{2} \quad (23)$$

NOTE.—If λ (p. 31) differs from $\frac{\pi}{2}$, replace $\frac{1}{\pi}$ by $\frac{1}{2\lambda}$ in (23). In equation (23) σ'_1 and σ'_2 are the principal stresses and p is the pore pressure at point j_1 computed before the replacement of the earth slope with a draining rock apron. The thickness at the upstream face δ (see fig. 10) is then equal to the head Δp_1 computed by (23) at the upstream region. Likewise, δ_2 in the downstream region j_2 is found for full reservoir conditions.

Full Reservoir.

Part of the work of studying stress distributions in the dam when the reservoir is full has already been done. The mean stresses σ'_r, σ'_θ, and $\tau'_{r\theta}$ found for empty reservoir are now known; to these are added the effect of the hydrostatic pressure on the upstream slope and new mean stresses σ''_r, σ''_θ, and $\tau''_{r\theta}$ are obtained.

To arrive at the effect of the hydrostatic pressure on the upstream face upon stresses in the dam we again start from a basic equilibrium condition and modify this with a system of correction stresses combined in such a way that all contact stress components are zero at the boundaries.

By equation (2) it will be seen that this condition requires that: (1) The upstream face is a line of hydrostatic points with the normal stress components on a particle equal to the hydrostatic pressure at the point. (2) The downstream face is a line of zero points.

The basic water load system assumes a full reservoir and considers the water pressures on the upstream face to propagate through the dam along columns normal to the upstream face. Thus at any point in the dam the basic stress in a direction normal to the loaded face, σ_n, is equal to the head of water at the projection of the point on the upstream face. The basic components in directions parallel to the loaded face are zero as well as the shears parallel and perpen-

dicular to the face. Expressed in polar coordinates the basic hydrostatic stress components are:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{r,4}&=\sigma_n \sin^2(\theta+\alpha)\\ \sigma_{\theta,4}&=\sigma_n \cos^2(\theta+\alpha)\\ \tau_{r\theta,4}&=\frac{1}{2}\sigma_n \sin 2(\theta+\alpha)\end{aligned}\right\} \tag{24}$$

σ_n as noted above is the stress at the point in a direction normal to the loaded face, or:

$$\sigma_n=w \cos(\alpha+\beta)[r \cos(\theta+\alpha)-s] \tag{25}$$

where s is the inclined distance shown on figure 10. In appendix 2 a simple graphical method is outlined for the determination of the basic water load stresses.

Correction stresses.—Consider the following stress functions:

$$F_5=r^3\left(\cos^2\frac{\theta e}{2}\right)(E+F\theta) \tag{26}$$

$$F_6=r^2\left(\cos^2\frac{\theta e}{2}\right)(M+L\theta) \tag{27}$$

where e as before stands for $\frac{\pi}{\alpha}$.

By definitions (7) the stresses from F_5 linear in r, become:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{r,5}&=r\left[(E+F\theta)\left(3\cos^2\frac{\theta e}{2}-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right)-F(e\sin\theta e)\right]\\ \sigma_{\theta,5}&=6r(E+F\theta)\left(\cos^2\frac{\theta e}{2}\right)\\ \tau_{r\theta,5}&=2r\left[F\cos^2\frac{\theta e}{2}-(E+F\theta)\left(\frac{e}{2}\sin\theta e\right)\right]\end{aligned}\right\} \tag{28}$$

The stresses from F_6 are:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{r,6}&=(M+L\theta)\left(2\cos^2\frac{\theta e}{2}-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right)-Me\sin\theta e\\ \sigma_{\theta,6}&=2(M+L\theta)\left(\cos^2\frac{\theta e}{2}\right)\\ \tau_{r\theta,6}&=L\cos^2\frac{\theta e}{2}-(M+L\theta)\left(\frac{e}{2}\sin\theta e\right)\end{aligned}\right\} \tag{29}$$

It will be seen by (28) and (29) that both normal and shear correction stresses will be zero on both faces $\theta=\pm\alpha$.

We now determine the constants E and F such that, when $\theta=+\alpha$, downstream face, $\sigma_{r,5}=0$, and $\theta=-\alpha$, upstream face, $\sigma_{r,5}=wr\cos(\alpha+\beta)$.

These conditions are sufficient to evaluate E and F, and by substitution in (28) we obtain:

$$\left.\begin{aligned} E&=\frac{w\cos(\alpha+\beta)}{e^2}\\ F&=\frac{-w\cos(\alpha+\beta)}{\alpha e^2}=-\frac{E}{\alpha}\end{aligned}\right\}(30)$$

The above values of E and F assume the water surface to be at the polar origin 0, instead of a distance "d" below it as shown on figure 10. Further corrections must be made to take this into account. The constants L and M (29) are therefore determined, such that:

When $\theta=+\alpha$ $\sigma_{r,6}=0$ and when $\theta=-\alpha$ $\sigma_{r,6}=-wd$

Now by substitution into (29) we obtain

$$M=-\frac{wd}{e^2};\ L=\frac{wd}{\alpha e^2},\text{ or } L=-\frac{M}{\alpha} \tag{31}$$

Having found the constants E, F, L and M, the correction stresses (28) and (29) are completely determined.

By superposing upon the mean stresses evaluated for empty reservoir, the basic water load system (24), and the two correction systems (28) and (29), and finally subtracting the full-reservoir pore pressure system as indicated in equation (1) or (2), the mean contact stresses are obtained. It will be found that the boundary conditions are exactly satisfied on the slopes and that the resulting forces acting on the crown are zero.

To find safety factors the sum and difference of principal contact stresses are again needed as in the case of empty reservoir:

$$\begin{aligned}\sigma_1+\sigma_2&=\sigma''_r+\sigma''_\theta-2p\\ \sigma_1-\sigma_2&=\sqrt{(\sigma''_r-\sigma''_\theta)^2+(2\tau''_{r\theta})^2}\end{aligned} \tag{32}$$

where, for full reservoir:

$$\begin{aligned}\sigma''_r&=\sigma_{r,4}+\sigma_{r,5}+\sigma_{r,6}+\sigma'_r\\ \sigma''_\theta&=\sigma_{\theta,4}+\sigma_{\theta,5}+\sigma_{\theta,6}+\sigma'_\theta\\ 2\tau''_{r\theta}&=2\tau_{r\theta,4}+2\tau_{r\theta,5}+2\tau_{r\theta,6}+2\tau'_{r\theta}\end{aligned} \tag{33}$$

σ'_r, σ'_θ, and $2\tau'_{r\theta}$ are given by (17) and subsequent formulas. The pore pressure which is assumed to exist with full reservoir is p.

The following expressions will be useful in actual computations:

$$\left.\begin{aligned}
&(\sigma_r+\sigma_\theta)_4=\sigma_n \text{ (σ_n is given in (25) see also appendix 2)}\\
&(\sigma_r+\sigma_\theta)_5=\frac{Er}{\alpha}\left\{(\alpha-\theta)\left[4.5(1+\cos\theta e)-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right]+e\sin\theta e\right\}\\
&(\sigma_r+\sigma_\theta)_6=\frac{M}{\alpha}\left\{(\alpha-\theta)\left[2(1+\cos\theta e)-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right]+e\sin\theta e\right\}
\end{aligned}\right\}(34)$$

$$\left.\begin{aligned}
&(\sigma_r-\sigma_\theta)_4=-\sigma_n\cos 2(\theta+\alpha)\\
&(\sigma_r-\sigma_\theta)_5=\frac{Er}{\alpha}\left\{(\alpha-\theta)\left[-1.5(1+\cos\theta e)-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right]+e\sin\theta e\right\}\\
&(\sigma_r-\sigma_\theta)_6=\frac{M}{\alpha}\left\{(\alpha-\theta)\left[-\frac{e^2}{2}\cos\theta e\right]+e\sin\theta e\right\}
\end{aligned}\right\}(35)$$

$$\left.\begin{aligned}
&2\tau_{r\theta,4}=\sigma_n\sin 2(\theta+\alpha)\\
&2\tau_{r\theta,5}=-\frac{2Er}{\alpha}\left\{(1+\cos\theta e)+(\alpha-\theta)e\sin\theta e\right\}\\
&2\tau_{r\theta,6}=-\frac{M}{\alpha}\left\{(1+\cos\theta e)+(\alpha-\theta)e\sin\theta e\right\}
\end{aligned}\right\}(36)$$

σ_n, E, and M are given by (25), (30), and (31), respectively.

In rectangular components of stress $(\sigma''_x+\sigma''_y)$, $(\sigma''_y-\sigma''_x)$, and $2\tau''_{xy}$ for full reservoir are obtained by (21) if the summations are extended over subscripts $n=2\rightarrow 6$. Contributions for various subscripts are given in (18), (19), (20), (34), (35) and (36). In actual computation it is simpler to obtain the contribution with subscript $n=4$ as explained in appendix 2, those with subscripts $n=5$ and $n=6$ by (21) and superpose onto the results already computed for empty reservoir.

The principal contact stresses are then found by (32), using the pore pressures for full reservoir. Graphical methods for determining $\sigma'_1+\sigma'_2$ and $\sigma'_1-\sigma'_2$ are outlined in appendix 3. When the pore pressures are known, the safety factors are finally found by (45). If the critical safety factor is not quite satisfactory, it may be improved by treating the downstream slope as suggested on page 563.

FOUNDATION

If it is deemed necessary to determine the safety factors along the upstream and downstream surface of the foundation, the following procedure may be employed for elastic or quasi-elastic foundations.[7]

Assume that the mean normal and shear stresses σ'_y and τ'_{xy} along the base of the dam have been plotted. Now divide the base into "m" equal segments of length "l" ($m=10$ for convenience). Choose the heel of the dam as the origin of a rectangular coordinate system (X—Y), the X—axis being horizontal positive downstream and the Y—axis vertical and positive downwards as shown on figure 11.

[7] *See general discussion on pages 549 and 550.*

The mean principal contact stresses at upstream points l_{x_1} of the surface of the foundation may then be computed by the formulas:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{2}{\pi}\sum_{n=1,\,2\,\ldots\,(m-1)} q_{n+1}\log\frac{n+1-x_1}{n-x_1}+\frac{6q_1}{\pi}\left[x^2{}_1\log\frac{x_1-1}{x_1}+x_1+0.5\right]\\ \sigma_2 &= 0\end{aligned}\right\}(37)$$

where $x_1 \lessgtr 0$

The mean principal contact stresses at downstream points l_{x_2} of the surface of the foundations are

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{2}{\pi}\sum_{n=1,\,2,\,\ldots\,(m-1)} -q_n\log\frac{x_2+1-n}{x_2-n}\\ &\quad -\frac{6qm}{\pi}\left[(x_2-m)^2\log\frac{x_2+1-m}{x_2-m}-x_2+m+0.5\right]\\ \sigma_2 &= 0\end{aligned}\right\}(38)$$

where $x_2 \gtrless m$

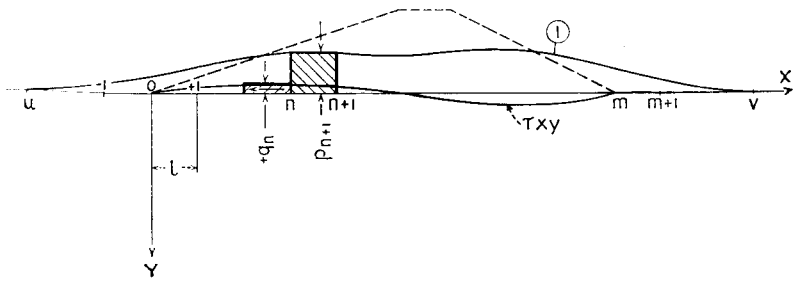


FIGURE 11.—1. **Total normal loading on foundation.** — Poids total normal sur la fondation. — Gesamt-Normalbelastung auf das Fundament. — Carga total normal sobre la fundación.

The above formulas will give the contact stresses directly for both full and empty reservoir whether or not tail water exists. It is to be remembered that the q_n loads will be different in the various cases.

It will be found by (45), σ_2 being zero, that danger of failure will exist in these regions where tan ϕ for the foundation is less than $\frac{2}{\pi}$ (or $\frac{1}{\lambda}$, see page 569). This situation can be remedied by placing drained fillets at the heel and toe. If these fillets are constructed from coarse drained materials such as graded rock or gravel, they will have no influence on the pore pressures, but will increase each of the principal contact stresses given by (37) and (38) in the amount ηG where η is the vertical depth of the fillet (see fig. 10) and G is the unit dry volume weight. The necessary η is easily computed by (45) when the desired safety factor and the constants C and tan ϕ for the top of the foundation are known:

$$\eta=\frac{\sigma_1\left[\frac{1}{\pi}(\text{Desired Safety Factor})-\frac{1}{2}\tan\phi\right]-C}{G\tan\phi} \tag{39}$$

NOTE.—If λ differs from $\frac{\pi}{2}$, replace $\frac{1}{\pi}$ by $\frac{1}{2\lambda}$ in (39).

σ_1 is the horizontal principal contact stress at the point in question, before the fillet is placed, computed by (37) or (38). It is recommended to place $C=0$ in (39) except in unusually well consolidated materials. η_1 is determined for empty and η_2 for full reservoir conditions.

CRITERION OF FAILURE AND SAFETY FACTOR

Most of the tests made on earth have been of the shear type, that is, the shearing strength of the specimen is determined as a function of the normal load. Experimental results by Terzaghi and others indicate that the shearing strength of the earth is given by the expression:

$$\tau_a=C+\sigma\tan\phi \tag{40}$$

Where τ_a=Available shearing strength.

C=Cohesion, an experimentally determined constant.

σ=Applied normal force.

ϕ=Maximum inclination of resultant pressure from the normal to the shearing surface, or angle of friction, a constant. Tan ϕ is determined experimentally.

NOTE.—It must be understood that acceptance of formula (40) as a criterion of failure is of significance only in the set-up of the safety factor. The stress distribution within the structure as developed above in this paper is independent of the laws which may be found or accepted to govern the available shear strength in soils.

From the equilibrium considerations, the shear in the critical section can be expressed as a function of the principal stresses. The strength of earth does not depend upon the magnitude of the principal stresses separately, but upon their sum and difference. The material will, if possible, yield and adjust its arrangement to the point where the difference between the principal stresses does not exceed an allowable quantity which is a function of the sum of the principal stresses, the cohesion C, and friction tan ϕ. Assume the principal stresses to be σ_1, and σ_2 (both positive if compression and $\sigma_1>\sigma_2$) at a point in the earth dam. The stresses in all practical structures will always be so small that there will be no danger of crushing the individual grains or shearing across a grain. The only chance of failure will be one of sliding in the contact areas between the grains. The safety factor at a point may then be defined as follows:

$$\text{Safety factor}=\frac{\text{available contact shear}}{\text{existing contact shear}}=\frac{\tau_a}{\tau} \tag{41}$$

If the available shear τ_a in a contact point is assumed given by (40) the existing shear τ and its accompanying σ must be determined from the theoretical stress distribution. It is again emphasized that the

available shear is obtained experimentally. If any other law than (40) is deemed better it will merely change the safety factor defined in (41) and not the theoretical stress distribution.

In place of studying the discrete forces acting in each individual contact area it was simpler to deal with the average forces or stresses acting on the faces of a unit volume of the material. This simply means that the discrete reactions between the individual particles have been replaced by an equivalent continuous distribution of normal and shear forces acting on the surface of each grain.

This equivalent system of forces is represented by the principal contact stresses σ_1 and σ_2 at any point. In this continuous system the available and existing contact shears may be taken as the mean of these quantities in a quadrant of the ellipse of stress. Thus the mean existing contact shear stress at a point becomes

$$\tau=\frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\sin 2\beta d\beta=\frac{\sigma_1-\sigma_2}{\pi} \tag{42}$$

where β is measured from the principal stress σ_1.

The accompanying mean normal contact stress will be:

$$\sigma_n=\frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{(\sigma_1+\sigma_2)+(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\beta}{2}d\beta=\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \tag{43}$$

Thus the mean available contact shear is, by (40) and (43)

$$\tau_a=C+\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\tan\phi \tag{44}$$

The mean safety factor against slippage in the contact areas at a point as defined by (41) then becomes

$$S.F.=\frac{\pi}{2}\frac{2C+(\sigma_1+\sigma_2)\tan\phi}{(\sigma_1-\sigma_2)}=\frac{\pi}{2}\frac{2C+(\sigma'_1+\sigma'_2-2p)\tan\phi}{(\sigma'_1-\sigma'_2)} \tag{45}$$

It is to be remembered that σ_1 and σ_2 are the principal contact stresses as defined in (2).

It is seen from (45) that the safety factor is a function of both the sum and the difference of the principal contact stresses. The numerical value of the safety factor which should be demanded in a structure will depend entirely on the reliability of the physical constants C and $\tan\phi$ and must be fixed by experience for each region of the structure in each individual case. There seems to be doubt among experimenters as to the correct method for determination of the physical quantities C and $\tan\phi$, as there is in all similar experimentation on structural material. For this reason, the factor $\frac{\pi}{2}$ in the expression for the safety factor (45) should be left open as a correlating parameter λ to be adjusted in connection with the analysis, the method of experimentation, and the safety factor finally adopted.

In correlating the safety factors obtained in this type of analysis with those defined in the "circle analysis" it is to be noted that the present safety factors are point functions, whereas in the "circle analysis" they are mean values obtained over a circular arc. Therefore, the minimum safety factor as defined in the present analysis will always be less than that found for the same structure by the "circle analysis."

EMPIRICAL SLOPE—FORMULAS

The results of many computed examples have been correlated in the following empirical formulas for the upstream and downstream slopes.

Upstream slope,

$$S_1:1=\frac{275h}{2C+hG\tan\phi} \tag{46}$$

Downstream slope,

$$S_2:1=\frac{275h^2-1.7B(C+HG\tan\phi)}{H(2C+HG\tan\phi)} \tag{47}$$

h=Depth of reservoir.
H=Total height of dam.
B=Width of crown.
C=Cohesion.
$\tan\phi$=Coefficient of friction.
G=Weight of saturate material.

The above formulas will give a good idea of the variation of the slopes at various depths, but are primarily intended only as a guide in choosing the dimensions to serve as a starting point for a more detailed analysis. If these slopes are to be maintained in the final design it may be necesssry to control the pore pressures and protect the faces of the dam by properly graded rock aprons and fillets in order to insure a desired safety factor in the critical regions.

APPENDIX 1

Graphical Determination of Basic Dead Load Stresses

Draw an outline of dam indicating the line of separation between wet earth and dry earth and between dry earth and rock fill or other types of fill. (See fig. 12.)

Measure height of wet earth (h_1), dry earth (h_2), and rock fill (h_3) above each point on the elevation for which correction stresses have been figured. Multiply these heights by the specific gravity (g') for wet earth and by g'' for dry earth, and by g''' for rock fill. Then sum the vertical loadings above each point for the total basic load. For example:

Basic dead load stress at point A is:

$$\sigma_{y1}=(h_1g'+h_2g''+h_3g''') \text{ head of water.}$$

APPENDIX 2

Graphical Determination of Basic Water Load

Draw an outline of the dam (fig. 12). Draw a line perpendicular to the upstream face, from the point where the water surface intersects upstream face (B in fig. 12) to the base (C in fig. 12). Draw a line perpendicular to the upstream face from point of intersection of upstream face with the base (D in fig. 12) and of a length equal to the

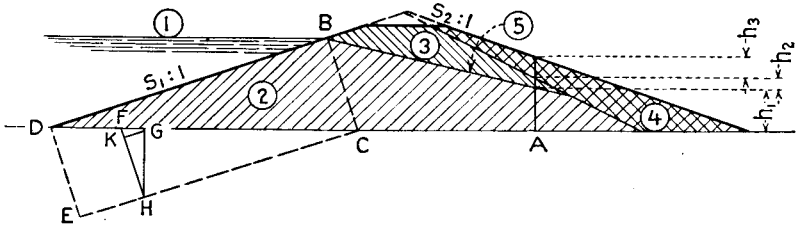


Figure 12.—**Graphical Constructions.** — Constructions graphiques. — Graphische Konstruktion. — Construcciones gráficas.
1. **Water surface.** — Surface d'eau. — Wasseroberfläche. — Superficie del agua.
2. **Saturated earth.** — Terre saturée. — Gesättigte Erde. — Tierra saturada.
3. **Dry earth.** — Terre sèche. — Trockene Erde. — Tierra seca.
4. **Rock fill.** — Remblai de roches. — Gesteinschüttung. — Terraplén de rocas.
5. **Phreatic line.** — Ligne phréatique. — Sickerungslinie. — Línea freática.

head of water at D. Join E and C. Then the basic water load stresses at F are found by drawing FH perpendicular to EC, HG perpendicular to DC, and GK perpendicular to FH. The stresses are:

$$\sigma_{x,A}=FK \qquad \sigma_{y,A}=KH \qquad \tau_{xy,A}=-KG$$

all given in head of water.

APPENDIX 3

Determination of $(\sigma'_1+\sigma'_2)$ and $(\sigma'_1-\sigma'_2)$

a. The quantity $\sigma'_1+\sigma'_2$ is numerically equal to $\sigma'_x+\sigma'_y$. The quantity $\sigma'_1-\sigma'_2$ is readily obtained graphically by constructing a right-angle triangle, having one leg constructed equal to $\sigma'_x-\sigma'_y$ and the other equal to $2\tau'_{xy}$. The hypotenuse is then equal to $\sigma'_1-\sigma'_2$. When the pore pressure p and the physical quantities C and tan ϕ are known, the safety factor is found by (45).

b. If σ'_y, σ'_x, and τ'_{xy} have been plotted to a sufficiently large scale, the following construction may be carried out directly in the stress diagrams:

Let $\overline{AB}=\sigma'_y$, construct along the same line, $\overline{BC}=\sigma'_x$, locate the midpoint 0 of $\overline{AC}$, erect a perpendicular on $\overline{AB}$ at B and construct $\overline{BD}=\tau'_{xy}$. We then have

$$\frac{\sigma'_1+\sigma'_2}{2}=\overline{AO}$$

$$\frac{\sigma'_1-\sigma'_2}{2}=\overline{DO}$$

The safety factor is then found by the modified form of (45)

$$S.F.=\frac{\pi}{2}\frac{C+\left(\frac{\sigma'_1+\sigma'_2}{2}-p\right)\tan\phi}{\frac{\sigma'_1-\sigma'_2}{2}} \tag{45a}$$

APPENDIX 4

Stability of Foundations Under Fills

If it is deemed necessary to determine the safety factors within the foundation, the following procedure may be employed whenever the foundation material can be considered elastic or quasielastic.[8]

Assume that the mean normal and shear stresses σ'_y and τ'_{xy} acting along the base of the dam have been computed and plotted. σ'_y will, of course, include the weights of fillets, rock blankets, etc., but τ'_{xy} will exist only in the region of the triangular dam itself. Now divide that part of the base on which the dam and fillets are acting into m equal segments of length "l". ($m=10$ for convenience.) Choose the heel of the dam (or upstream end of fillet if one exists) as the origin 0 of a rectangular coordinate system X–Y. Let the X-axis be horizontal, positive downstream, and the Y-axis vertical and positive downwards. The length of segment l should be such that it is equal to or less than the least value of Y at which the stresses are to be determined. Now replace the actual distribution of normal and shear stresses acting along the base by an equivalent distribution of discontinuous uniform normal and shear loads p_n and q_n each of length "l", and of such magnitudes and sign that they come as close as can be estimated to representing the stress distribution (see fig. 11). Consider some point (a, b) in the foundation whose coordinates are $x=al$, and $y=bl$. The formulas given below, based on Boussinesq's solution, and given here without derivation, allow the computation at point (a, b) of the sum and difference of σ_y and σ_x, and the shears. Contributions at point (a, b) to normal loads p_n (see fig. 11):

$$(\sigma'_y+\sigma'_x)_p=\frac{2}{\pi}\sum_{-u\to+v}^{n=}(p_n-p_{n+1})\tan^{-1}\frac{n-a}{b}+p_u+p_{v+1} \tag{48}$$

[8] *See general discussion on pages 549 and 550.*

$$(\sigma'_y-\sigma'_x)_p=\frac{2}{\pi}\sum_{-u\to+v}^{n=}(p_n-p_{n+1})\frac{(n-a)b}{(n-a)^2+b^2}$$

$$(2\tau'_{xy})_p=-\frac{2}{\pi}\sum_{-u\to+v}^{n=}(p_n-p_{n+1})\frac{b^2}{(n-a)^2+b^2}$$

where

$$-\frac{\pi}{2}\leqq\tan^{-1}\left(\frac{n-a}{b}\right)\leqq+\frac{\pi}{2}$$

The summations are to include all integral values of n from $-u$ (edge of upstream fillet) to $+v$ (edge of downstream fillet). The normal loads p_n must include σ'_y from the dam proper, the fillet weights, and the water pressures p_u and p_{v+1} on the foundation outside the dam proper when they exist.

Contributions at point (a, b) due to shear loads q_n (see fig. 6):

$$\left.\begin{aligned}(\sigma'_y+\sigma'_x)_q&=\frac{2}{\pi}\sum_{0\to m}^{n=}(q_n-q_{n+1})\frac{1}{2}\log\frac{b^2}{(n-a)^2+b^2}\\(\sigma'_y-\sigma'_x)_q&=\frac{2}{\pi}\sum_{0\to m}^{n=}(q_n-q_{n+1})\left[\frac{b^2}{(n-a)^2+b^2}-\frac{1}{2}\log\frac{b^2}{(n-a)^2+b^2}\right]\\(2\tau'_{xy})_q&=-\frac{2}{\pi}\sum_{0\to m}^{n=}(q_n-q_{n+1})\left[\tan^{-1}\frac{n-a}{b}-\frac{(n-a)b}{(n-a)^2+b^2}\right]\end{aligned}\right\}(49)$$

where

$$-\frac{\pi}{2}\leqq\tan^{-1}\left(\frac{n-a}{b}\right)\leqq+\frac{\pi}{2}$$

The summations to be extended only over the base of the dam proper as q_n is zero outside this region. Note that q_n has the same sign as the resulting shear stress in interval n.

Let the unit volume weight of the foundation, including saturation, be G, then the contributions to stresses at point (a, b) due to the weight of the overlying material will be

$$\begin{aligned}(\sigma'_y+\sigma'_x)_g&=blG(1+K)\\(\sigma'_y-\sigma'_x)_g&=blG(1-K)\\(2\tau'_{xy})_g&=0\end{aligned}\qquad(50)$$

where K is a factor analogous to the one mentioned on page 546. For elastic or quasi-elastic foundations, K may be taken equal to unity.

By adding the contributions (48), (49), and (50) the principal stress contributions may be found by the methods of appendix 3, and when the pore pressure is known the safety factors may be found by (45).

Standard methods of evaluating (48) and (49) are easily evolved by the use of influence coefficients applicable to every new case.

ACKNOWLEDGMENTS

The writer wishes to express his appreciation to the staff of the photoelastic laboratory and others of the Bureau of Reclamation for their generous assistance in the preparation of this paper. Mr. J. E. Soehrens, assistant engineer, has contributed to the development of the stress functions; Mr. R. T. Cass, junior engineer, has aided in the preparation of the accompanying drawings; Messers. R. C. Haven, C. N. Zangar, and J. A. Larsen, junior engineers, have been of inestimable aid in the preparation of the manuscript and drawings and in the calculation of the mathematical examples. The writer also wishes to express his appreciation to Mr. Clarence Rawhouser, assistant engineer, for his aid in editing this paper. Special acknowledgment is due Mr. F. F. Smith, engineer, for his constructive criticism, practical suggestions, and helpful cooperation in the preparation of this paper.

SUMMARY

Instead of segments of finite width as employed in the Swedish method of analysis of the stability of earth slopes, Mr. May introduces in part I the concept of segments of infinitesimal width. The integration of the forces exerted on these segments is performed graphically with the planimeter by obtaining the areas under curves representing the forces. The curves of forces are readily constructed from values obtained at a few points on the section.

The effects of hydrostatic pressure on the forces exerted on the circular arc under consideration are evaluated. These forces are also integrated with the planimeter. Before solving for the total shearing strength along the arc, this "uplift" is subtracted from the total normal pressure found from the saturated weights of the materials.

In part II Dr. Brahtz first gives a general discussion of the concepts involved in a point-to-point stress analysis including the effect of internal liquid pressure. The unique solution of the problem is discussed but only a practical solution is presented with certain conservative assumptions. The boundaries are considered free of stress and lateral action (arch action) is injected into the structure by introducing a "compaction factor." Stress functions are employed in the analysis which comprises two critical cases: (1) Dam and foundation with empty reservoir after a rapid draw-down, and (2) full reservoir with ultimate saturation. A safety factor is defined, based on the usual criterion of failure in shear. Empirical formulas for slopes are presented and a proposed method of procedure in design and analysis is outlined in some detail. Examples of application are included.

RESUME

Au lieu de segments de largeur déterminée qui sont employés dans la méthode suédoise de l'analyse de la stabilité des remblais en terre, Monsieur May présente dans la première partie le concept de segments de largeur infinitésimale. L'intégration des forces appliquées sur ces segments est faite graphiquement au moyen du planimètre en mesurant les surfaces sous les courbes représentant les forces. Les courbes des forces sont aisément construites à partir des valeurs obtenues à quelques points sur la section.

Les effets de la pression hydrostatique sur les forces appliquées sur la voûte circulaire en considération sont évalués. Ces forces sont aussi intégrées au moyen du planimètre. Avant d'obtenir l'effort total de cisaillement le long de la voûte, cet effort de soulèvement est soustrait de la pression normale totale des poids saturés des matériaux.

Dans la seconde partie Docteur Brahtz discute d'abord en général les conceptions de l'analyse de l'effort à différents points, y compris l'effet de la pression interne du liquide. Il discute une seule solution du problème et il présente seulement une solution pratique suivant des hypothèses raisonnables. Les extrémités sont considérées libres et l'action latérale (poussée de la voûte) est introduite dans la formule en insérant un "facteur de compaction." Les fonctions de l'effort sont employées dans l'analyse qui comprend deux cas critiques, (1) barrage et fondation avec réservoir vide après une vidange rapide, et (2) réservoir plein avec saturation finale. Un facteur de sûreté est déterminé en se basant sur le criterium usuel de la rupture au cisaillement. Il présente des formules empiriques pour les pentes et il propose une méthode de travail pour l'analyse, esquissée assez en détail. Des exemples d'application y sont inclus.

ZUSAMMENFASSUNG

Anstelle von Abschnitten begrenzter Weite, wie sie bei der schwedischen Methode der Analyse der Standfestigkeit von Erddämmen verwandt wurde, schlägt Mr. May in Teil I die Einführung von Abschnitten mit unbegrenzter Weite vor. Die Integration der Kräfte, die auf diese Segmente ausgeübt werden, wird mit Hilfe des Planimeters vorgenommen, durch Umfahren der Flächen unterhalb der Kurven, die diese Kräfte darstellen. Die Kraftkurven lassen sich leicht aus Werten zusammenstellen, die wenigen Punkten des Abschnittes entnommen sind.

Der Einfluss des hydrostatischen Druckes auf die Kräfte, der von den fraglichen Bogenteilen ausgeübt wird, ist in gleicher Weise bestimmt. Diese Kräfte werden ebenfalls mit Hilfe des Planimeters ntegriert. Bevor die Gesamt-Scherbeanspruchung am Bogen bestimmt wird, wird der Auftrieb von dem Gesamtnormaldruck in Abrechnung gebracht, der vom Gewicht des gesättigten Materials ausgeführt wird.

Im Teil II erörtert Dr. Brahtz allgemein die in einer "punktweisen Druck-Analyse" vorkommenden Merkmale, sowie die Wirkung des inneren Flüssigkeitsdruckes. Die ideale Lösung des Problems ist erörtert, aber nur eine praktische Lösung ist unter gewissen vorbehaltlichen Annahmen angegeben. Die Grenzteile werden als druckfrei angenommen, und der seitliche Druck (Bogenwirkung) ist berücksichtigt durch Einführung eines "Verdichtungsfaktors." Spannungsfunktionen werden in der Analyse angewandt, die zwei extreme Fälle umfasst; (1) Staudamm und Fundament bei leerem Staubecken nach rascher Entleerung und (2) volles Staubecken bei maximaler Aufnahmefähigkeit. Ein Sicherheitsfaktor ist durch die kritische Scherfestigkeit bestimmt. Empirische Formeln für Abhänge werden angeführt, und eine Methode für den Entwurf und die Kraftanalyse wird vorgeschlagen und erläutert. An Hand von Beispielen ist die Anwendung dieser Formeln gezeigt.

RESUMEN

En lugar de segmentos de anchura determinada empleados en el método sueco del análisis de la estabilidad de los taludes de tierra, el Sr. May presenta en la primera parte el concepto de segmentos de anchura infinitesimal. La integración de las fuerzas aplicadas sobre estos segmentos se hace gráficamente por medio del planímetro, obteniendo las áreas debajo de las curvas que representan las fuerzas. Las curvas de las fuerzas se construyen fácilmente de los valores obtenidos en algunos puntos de la sección.

Se evalúan los efectos de la presión hidrostática sobre las fuerzas ejercidas en el arco circular en consideración. Estas fuerzas también se integran por medio del planímetro. Antes de obtener el esfuerzo total de cortadura a lo largo del arco, este esfuerzo de elevadura se deduce de la presión normal total de los pesos saturados de los materiales.

En la segunda parte el Dr. Brahtz discute primeramente de un modo general los conceptos del análisis del esfuerzo en diferentes puntos, incluyendo el efecto de la presión interna del líquido. Discute la solución especial del problema y presenta solamente una solución práctica siguiendo hipótesis razonables. Las extremidades se consideran libres de esfuerzo y la acción lateral (acción del arco) se introduce en la fórmula por medio de un "factor de compacidad". Las funciones del esfuerzo se emplean en el análisis que comprende dos casos críticos: (1) la presa y la fundación con el depósito vacío después de vaciarlo rápidamente y (2) el depósito lleno con saturación final. Un factor de seguridad se determina basándose en el criterio usual de la ruptura por la cortadura. Presenta fórmulas empíricas para los taludes y, con bastantes detalles, propone un método para hacer los proyectos y los análisis. Se incluyen algunos ejemplos de la aplicación.

D59

QUESTION VII

GILBOY, U. S. A.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STABILITY OF EMBANKMENT FOUNDATIONS*

GLENNON GILBOY, Sc. D.

Associate Professor of Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology

United States

I. INTRODUCTION

An important item in the design of earth dams, levees, and roadway embankments is the action of the foundation material upon which they are to rest. Until recently no rational methods of analysis were attempted. When obviously poor subsoil was encountered the procedure was usually: (*a*) To remove it; (*b*) to displace it by blasting; (*c*) to flatten the slopes of the new enbankment on the basis of experience with old ones; or (*d*) to keep on filling until the embankment remained at grade.

In the past few years applications of the principles of soil mechanics to this problem have proved most useful. The basic idea is to analyze the stresses produced in the foundation by the load of the embankment, and to estimate the influence of these stresses on the particular material in question, its physical properties having been determined by tests.

The problem is complicated by a number of factors, such as the gradual development of shearing deformations, the alterations in stress due to deformations, and the effects of time on the physical properties of the subsoil. Nevertheless, the results thus far obtained show that the stress-strain analysis provides a helpful picture of the situation and is a valuable aid to judgment.

**Stabilité des fondations des remblais.*
Standfestigkeit der Fundamente von Erdwallen.
Estabilidad de las fundaciones de los terraplenes.

II. Grouping of Subsoils

It will be convenient in this discussion to divide subsoils into three classes, on the basis of rapidity of consolidation under load, as follows:

Class *A*, typified by sand and gravel, consolidating practically as rapidly as the load is applied.

Class *B*, typified by silt, in which a substantial amount of consolidation will take place during a normal construction period.

Class *C*, typified by clay, in which consolidation is so slow that a marked increase of strength during a normal construction period cannot be relied upon.

A class *A* foundation will not usually present any difficulties as to inherent stability. As rapidly as the embankment is built, the shearing strength of the subsoil will develop accordingly; and, on account of the great width of base of the usual embankment, the ultimate bearing capacity of the foundation will be enormous. Furthermore, such soils are relatively incompressible, so that subsidence due to direct compression will be small. Of course, the presence of water, especially seeping or flowing water, may affect the foundation; but this factor must be dealt with separately, and will not be considered here.

Class *B* materials present some of the most interesting problems. Their cohesion is usually low, so that they have relatively little initial strength. Their strength will build up as load is applied, but not nearly as rapidly as in class *A* soils. Hence they may or may not support a proposed embankment, depending on the manner and the rapidity of construction. If their increase in strength cannot keep pace with the increasing load, a condition of instability will eventually prevail, and the whole foundation will flow out to regions of lower stress. These soils are usually compressible enough to warrant consideration of subsidence due to direct compression.

In class *C* the initial strength, or cohesion, is the important item, and the foundation either will or will not support a proposed embankment, depending on whether its strength is or is not sufficient to withstand the stresses. A slow, gradual subsidence due to direct compression is to be expected in the softer soils of this class.

III. First Developments

The first case of this kind which the writer was called upon to investigate arose in connection with two causeways for bridge approaches across a shallow estuary in New Hampshire. Preliminary explorations disclosed soft bottom to a considerable depth, and the consulting engineers, Fay, Spofford & Thorndike, of Boston, requested a foundation analysis.

Large borings were sunk to obtain undisturbed samples of the foundation material. It was found that the critical supporting layers on the east and west sides differed materially, the west side consisting of silt underlaid by clay, the east of clay alone, as indicated in figure 1. Thus classes *B* and *C* were both represented.

Shear tests on the clay gave consistent values for cohesion of about 0.2 kg per square centimeter. The silt was found to have a cohesion of 0.03 kg per square centimeter, and an angle of internal friction of 34°.

Since nothing could be done to increase the strength of the clay, it could be considered the first governing factor. Plastic equilibrium theory (*1*)[1] shows that a material with a cohesion c has an ultimate bearing capacity, for uniform surface load, of $c\ (2+\pi)$. Taking the lowest value of cohesion measured, 0.174 kg per square centimeter, the corresponding bearing capacity would be 0.89 kg per square centimeter. The average pressure over the base of the proposed embankment would be about 0.55 kg per square centimeter. If this were uniformly distributed, it would be less favorable than the actual distribution. Hence the factor of safety against complete failure of the clay would be at least 1.6. This indicated that the proposed structure was within the realm of possibility.

With no established precedent available, the next step was not so simple. Inasmuch as lateral failure of a foundation is essentially a

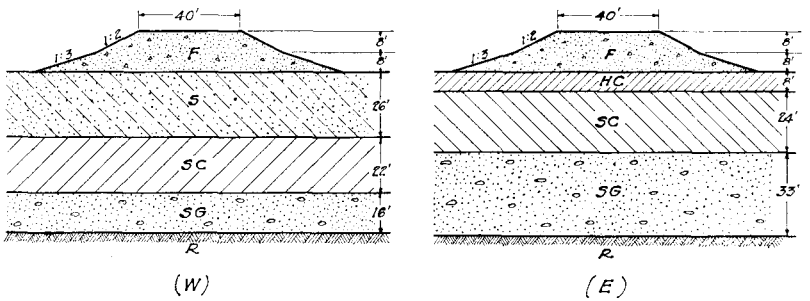


FIGURE 1.—**Sections through highway embankment and foundation.** (*W*), **west side;** (*E*), **east side.** *F*, **embankment fill;** *S*, **silt;** *HC*, **hard clay;** *SC*, **soft clay;** *SG*, **sand and gravel;** *R*, **rock. Dimensions in feet.** — Section à travers un remblai de route et sa fondation (*W*), côté ouest; (*E*), côté est; *F*, remblai; *S*, limon; *HC*, argile dure; *SC*, argile tendre; *SG*, sable et gravier; *R*, rocher. Dimensions en pieds. — Querschnitt durch einen Chausseedamm und dessen Untergrund. (*W*), Westseite; (*E*), Ostseite. *F*, aufgeschüttetes Material; *S*, Schlamm; *HC*, harter Ton; *SC*, weicher Ton; *SG*, Sand und Kies; *R*, Fels. Masse in Fuss. — Corte transversal de un terraplén de carretera y su fundación. (*W*), lado oeste; (*E*), lado este; *F*, relleno del terraplén; *S*, aluvión; *HC*, arcilla dura; *SC*, arcilla blanda; *SG*, arena y grava; *R*, roca. Dimensiones en pies.

shearing phenomenon, the writer decided that the best method of attack would be to divide the embankment section into horizontal slices and compute the shearing stresses in the underground, considering each slice as a strip load and using Terzaghi's integration of Boussinesq's equations (*2*).

After investigating several trial sections it became apparent that, in order to keep the maximum shearing stress lower than the cohesion of the clay, an uneconomical design, with very flat slopes, would be necessary. Therefore, a compromise was adopted, allowing excessive stress under the center, and relying on the unused strength at the edges to provide restraint. The resulting section and the stress diagram are shown in figure 2.

The distortion which would be produced by the excess stress could not be computed, because the stress pattern would change radically as soon as the clay under the center began to fail. As an approxi-

[1] *Numbers in the text refer to list of references, page 589.*

mation, considering that cylinders of the clay failed in compression at an axial stain of about 10 percent, it was estimated that a 30-foot layer of the clay would give a surface subsidence of about 3 feet.

Turning next to the layer of silt on the west side, the cohesion was considered negligible, and computations were based on the friction angle of 34°. Thus the initial shearing resistance was assumed to increase uniformly with depth, with a value of zero at the surface.

From the stress diagram it was apparent that the required shearing strength near the surface was considerable, so that the upper region of the silt layer would be definitely overstressed. Hence the time element had to be considered. The maximum load of the embankment would be about 0.84 kg per square centimeter. The shearing

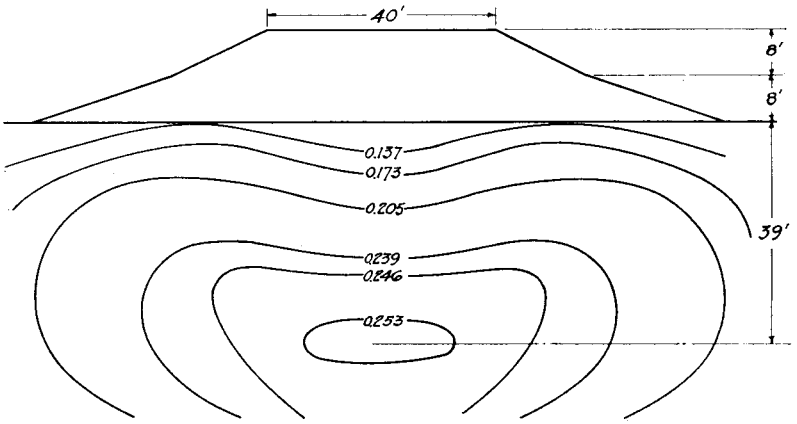


FIGURE 2.—**Maximum shearing stresses under embankment. Numbers on contours, shearing stress in kilograms per square centimeter. Dimensions in feet.** — Effort maximum de cisaillement sous le remblai. Nombres sur les contours, effort de cisaillement en kg/cm². Dimensions en pieds. — Höchstscherspannungen unter der Aufschüttung. Zahlen auf den Konturen sind die Scherspannungen in kg per cm². Masse in Fuss. — Esfuerzo máximo de cortadura debajo del terraplén. Números en los contornos, esfuerzos de cortadura en kgm por cm cuadrado. Dimensiones en pies.

strength induced by this load would be 0.84 tan 34°, or 0.57 kg per square centimeter. Consolidation tests showed that if a 6-month construction period were assumed, the silt layer would be about 30 percent consolidated at the end of that time. Thirty percent of 0.57 is about 0.17. Since this value compares favorably with the required strength, it was thought that no serious displacement would occur.

Recommendations were made accordingly, emphasizing the necessity of building the embankment in horizontal layers as thin as practicable, instead of using the more economical method of filling to full height and dumping from the end.

Construction was started on the west embankment and proceeded at so rapid a pace that at the end of 3 months the work was finished. As no mishap occurred, it seemed that the writer's assumptions had been too conservative.

However, an unusual range of tide, 2 days after completion, showed that the time had been a little too short. The silt, barely in equilibrium under the weight of the fill, could not withstand the added drag of the receding water, and flowed out laterally, dropping the outer end of the embankment about 5 feet.

Additional filling was placed, but it sank as rapidly as deposited. The writer thereupon recommended abandonment of the operation and commencement of the east fill. The recommendation was followed, and the east fill was constructed without incident. At the end of 6 months the west fill was once more attacked and was completed with no further difficulty.

The successful outcome of this operation showed that the method of analysis used was of considerable practical value. The partial failure of the west fill, while annoying from a construction standpoint, served a useful purpose in emphasizing the importance of the time element in class *B* foundations.

IV. General Theory

Computation of shearing stresses as above outlined is a task of no small magnitude. In order to facilitate future work, Dr. Leo Jürgenson assembled the results for certain general cases in a valuable paper (*3*).

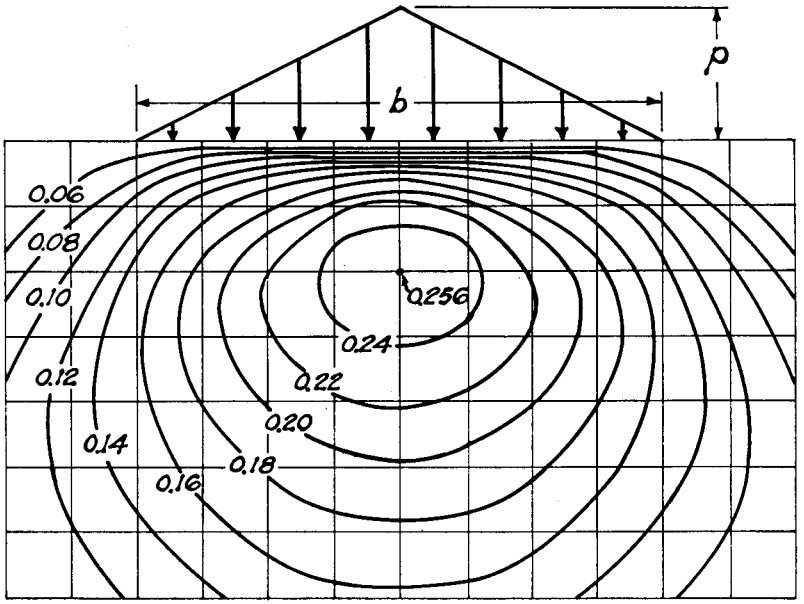
If the embankment load can be considered a symmetrical triangle, two cases apply:

Case I, in which the foundation is homogeneous to an indefinite depth. The distribution of principal shearing stresses, according to Carothers' analysis (*4*), is shown in figure 3 (I). The maximum shear is 0.256 times the maximum pressure, and occurs at a depth of one-quarter the breadth of the load.

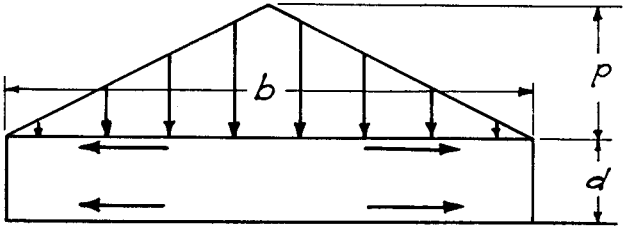
Case II, in which the critical supporting layer is relatively shallow. If the layer is assumed to end in vertical faces at the end points of the load, as in figure 3 (II), Hencky's analysis applies (*5*). The maximum shear is the maximum pressure multiplied by the ratio of depth of layer to width of load.

As applied to embankments, neither case corresponds to complete failure. In case I, if the material in the zone of greatest stress is just at failure, it is restrained from flow by surrounding material with a reserve of strength. In case II, vertical cuts at the toes will normally not exist; instead, continuity of the supporting layer will add restraint at these points.

On the other hand, the theories assume vertical loading, whereas at the base of an embankment the stresses have horizontal components, resulting in a less favorable distribution of shear. This is particularly true in rolled-fill dams, especially when heavy rolling is used to secure a maximum compaction. Hence, for safety and simplicity, it seems reasonable to assume that the above criteria approach the ultimate condition, and to apply a factor of safety depending on the importance of the structure and on the method of construction. Special caution is advisable in the case of clay, many types of which have considerable shearing strength in an undisturbed condition, but when overstressed, even locally, lose a major proportion of their strength and become plastic, flowing readily under relatively small loads.



(I)



(II)

FIGURE 3.—**Shearing stresses in foundation under triangular load. (I) Homogeneous foundation. Squares *b*/8 on a side. Numbers on contours, shearing stress as a fraction of maximum pressure, *p*. (II) Critical layer of depth, *d*. Maximum shearing stress=*p d*/*b*.** — Effort de cisaillement dans une fondation sous charge triangulaire. (I) Fondation homogène. Carrés de côté *b*/8. Nombres sur les contours, effort de cisaillement exprimé en fractions de la pression maximum, *p*. (II) Couche critique d'épaisseur, *d*. Effort maximum de cisaillement, *p b*/*d*. — Scherspannungen im Untergrund unter dreieckiger Belastung. (I) Homogener Untergrund. Seiten der Quadrate *b*/8. Zahlen auf den Konturen sind die Scherspannungen ausgedrückt als ein Bruchteil des Maximaldruckes, *p*. (II) Kritische Schicht, Tiefe=*d*. Höchstscherspannung=*p d*/*b*. — Esfuerzo de cortadura en la fundación bajo carga triangular. (I) Fundación homogénea. Cuadrados *b* 8 en un lado. Números en los contornos, esfuerzo de cortadura en fracciones de la presión máxima, *p*. (II) Capa crítica de profundidad, *d*. Esfuerzo máximo de cortadura, *p d*/*b*.

With these limitations in mind, the criteria for stability of a weak foundation layer supporting an embankment approximately triangular in section may be summarized in a rough rule:

The shearing strength of the supporting layer should exceed the smaller of the two following values: (*a*) one-quarter of the maximum pressure; or (*b*) the maximum pressure multiplied by the ratio of thickness of layer to base width of embankment.

With a class *C* foundation, a solution is at hand as soon as the shearing strength of the material is determined. With a class *B* foundation, consolidation tests furnish a means for estimating the rapidity with which the shearing strength will increase, and this in turn permits the construction to be planned so that the resistance of the foundation will at all times be adequate.

If the cross section of the embankment departs radically from a symmetrical triangle, the foregoing simple generalization no longer holds. Each case must be analyzed individually, either by approximate summation of horizontal slices or by combinations of geometrical forms for which solutions are available.

V. Applications to Dam Design

In connection with the planning of detention reservoirs for flood control in the Muskingum watershed in Ohio, explorations disclosed the existence of foundation layers of fine material, usually of the class *B* type, at a number of the sites. Inasmuch as such layers provide excellent protection against seepage, it was thought desirable that they should remain as nearly undisturbed as possible. With the experiences of the highway embankments previously described as a background, the writer recommended application of the same principles to the proportioning of the dams, and, in addition, provision for drainage of underlying strata by puncturing the blanket at the downstream toe and constructing an artificial drain integral with the rock toe of the dam. Preliminary designs were worked out on this basis, using a safety factor of 1.5 against overstress at the worst point in the soft layer.

In order to check the theoretical values of shearing stress, an ingenious method of testing models by photoelasticity was devised by Mr. R. R. Philippe, director of the soils laboratory at Zanesville, with Prof. Fred L. Plummer, of Case School of Applied Science, as consultant. Model foundations were made of gelatin and model dams of lead shot.

The studies showed that for cases geometrically similar to those for which theoretical solutions were available, with no overstress at any point, the variations between measured and computed values of shear were less than 10 percent. This could not be considered conclusive, because the properties of the ideal theoretical material are probably more closely duplicated by gelatin than by soil; but it was at least a helpful indication.

Two of the principal advantages of the photoelastic method are that it can be applied to sections of irregular shape, for which analytical computations are difficult, and it can be used to study the effects of overstress, which theoretical solutions do not take into account. An interesting example of the latter type of study is shown in figure 4,

a photograph of a test carried to failure. The central portion of the foundation, even though overstressed, is confined by the sides of the fill as it sinks, hence does not flow out as much as the material near the edges. At the bottom, on either side of the embankment, is a zone of overstressed material which forced its way laterally, lifting the overlying portion bodily without causing overstress in that portion. The stress pattern is evidently altered so radically by overstress that computations of strains based on the theoretical initial stresses would be erroneous.

It is the writer's opinion that this line of attack is of great value. Thus far, the method has been mentioned only briefly, in two recent articles (*6*, *7*). Studies are being continued, with new refinements in apparatus, and it is hoped that the results will soon be published in some detail.

In addition to the stress analyses and the photoelastic studies, consolidation tests were made on the foundation materials, from which estimates were made of: (*a*) The maximum allowable rate of construc-

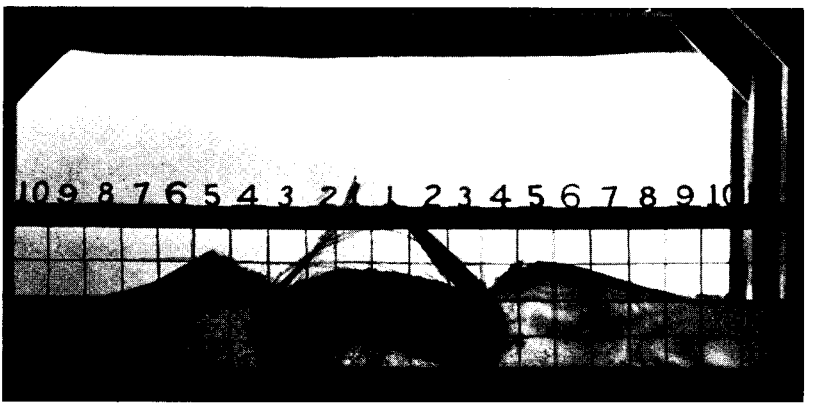


FIGURE 4.—**Failure of model embankment of lead shot on model foundation of gelatin.** — Rupture d'un modèle; remblai en grenaille de plomb placé sur une fondation en gélatine. — Versagen eines Modelldammes aus Bleikugeln auf einer Modellunterlage von Gelatine. — Ruptura de un modelo de terraplén hecho de municiones de plomo sobre un modelo de fundación hecho de gelatina.

tion progress, so that the foundation would have time to build up shearing strength to a degree commensurate with safety; and (*b*) the progress of settlement of the embankment, due to direct compression, during construction and after completion. Provisions were also made to verify the predictions by field observations, some of which will be mentioned in the next section.

VI. FIELD OBSERVATIONS

A. HIGHWAY EMBANKMENT

In order to determine the nature of the foundation displacement under the highway embankment on class *B* soil, described in section III, borings were made through the fill and into the underlying silt. One of the sections obtained therefrom is shown in figure 5.

It is interesting to note the shape of the bottom of the fill, in comparison with figure 4. The greatest subsidence is not under the center, where the initial stress is greatest, but out toward the toes, where the effective restraint is least.

Concerning the magnitude of the displacement, the writer originally predicted that the embankment near the toes would sink about 5 feet, and the surrounding silt would rise about 2½ feet. The measurements show values of approximately double these amounts. However, the sudden subsidence which occurred due to the shortened construction period represented a drop of the embankment of about 5 feet. Hence the final displacements were apparently made up of two parts; one-half sudden subsidence, one-half gradual yield. The writer anticipated only the latter. Thus it would seem that the original estimate was of the proper order of magnitude.

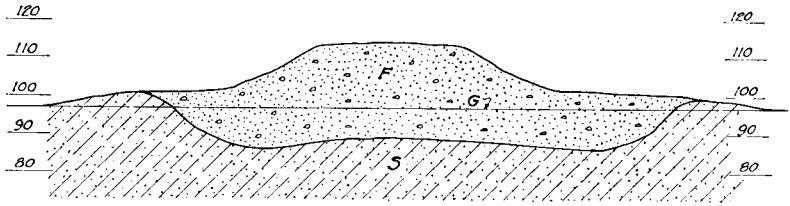


FIGURE 5.—**Section through highway embankment after construction. *F*, fill; *S*, silt foundation; *G*, original ground surface. Elevations in feet.** — Section à travers un remblai de route après construction. *F*, remblai; *S*, fondation de terrain alluvionnaire; *G*, surface initiale du sol. Élévations en pieds. — Querschnitt durch einen Chausseedamm nach Konstruktionsbeendigung. *F*, Aufschüttung; *S*, Schlammgrund; *G*, Ursprüngliche Grundfläche. Höhenmasse in Fuss. — Corte transversal de un terraplén de carretera después de la construcción. *F*, relleno; *S*, cimiento de aluvión; *G*, superficie original del suelo. Elevación en pies.

B. MUSKINGUM DAMS

The only case of marked shear displacement in foundation material occurred at Tappan Dam, where a horizontal shear plane developed just below the embankment, and a lateral movement of about 8 feet took place. The movement was probably caused by excess horizontal stresses set up by heavy rolling, coupled with the fact that at the toe of the dam, where restraint of the foundation was most necessary, no restraint existed. As noted in section IV, this unfavorable stress condition, which can apparently become a governing factor, is not taken care of by existing theories. Further information along this line is sorely needed. Remedial measures are: (*a*) To reduce the intensity of compaction, and (*b*) to provide rock fills, flattened slopes, or other suitable means of restraint at the toe.

As an illustration of subsidence due to direct compression of the foundation, figure 6 shows a comparison between predicted and observed values for Senecaville Dam. Levels were taken on vertical gage rods fastened to plates placed on the foundation before construction was started. Thus the readings represent the actual downward movement of the original ground.

The Senecaville case is the most clear-cut of all, since it is the only one in which contemplated and actual progress agreed closely. It is

interesting to note, however, that if the theoretical curve is readjusted to actual progress, it agrees well with observed values. At Piedmont, for example, construction was faster than contemplated, up to 58 percent of final height, then was stopped for 5 months, as shown in figure 7. Curve B was originally obtained by a simple geometrical transformation of curve A on the basis of the contemplated loading diagram C. The same transformation applied to curve A on the basis of the actual loading diagram results in curve B', which checks the observed settlements remarkably well.

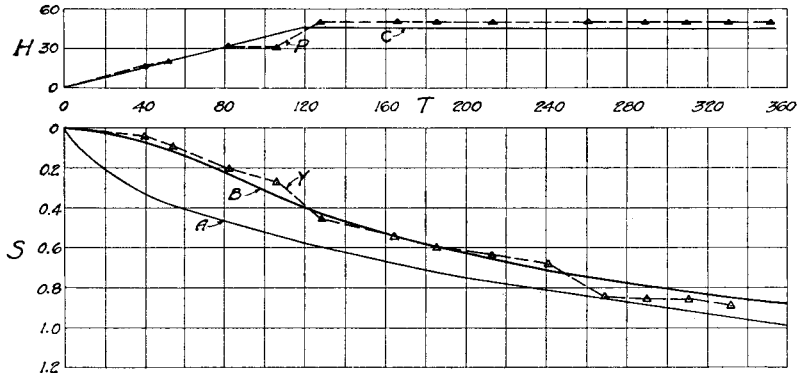


FIGURE 6.—**Construction progress and rate of settlement, Senecaville Dam. *T*, time in days; *H*, height of embankment in feet; *S*, settlement in feet. *A*, basic theoretical settlement curve, for entire load applied instantaneously at time *O*; *B*, theoretical settlement on basis of contemplated progress diagram *C*; *P*, actual progress; *Y*, actual settlement.** — Avance de la construction et vitesse de tassement. Barrage de Senecaville. *T*, temps en jours: *H*, hauteur du remblai en pieds; *S*, tassement en pieds; *A*, courbe théorique initiale de tassement, pour charge entière appliquée instantanément au temps *O*; *B*, tassement théorique basé sur le diagramme *C* d'avance envisagée; *P*, avance réelle; *Y*, tassement réel. — Baufortschritt und Senkungsgeschwindigkeit, Senecaville Damm. *T*, Zeit in Tagen; *H*, Höhe des Dammes in Fuss; *S*, Senkung in Fuss. *A*, theoretische Senkungskurve für die ganze Belastung, ausgeübt zur Zeit *O*; *B*, theoretische Senkung begründet auf dem Diagramm *C* des geplanten Fortschrittes; *P*, tatsächlicher Fortschritt; *Y*, tatsächliche Senkung. — Progreso de construcción y medida de asentamiento, Presa Senecaville. *T*, tiempo en días; *H*, altura del terraplén en pies; *S*, asentamiento en pies. *A*, curva de asentamiento teórico, carga total instantáneamente aplicada al tiempo *O*; *B*, asentamiento teórico basado en el diagrama de progreso *C*; *P*, progreso efectivo; *Y*, asentamiento efectivo.

C. MISSISSIPPI RIVER LEVEES

Weak foundation layers have long been a source of difficulty in the construction of levees along the Mississippi. Recent studies based on shear analyses indicate that this method offers a rational approach to the problem. Of particular interest are three cases in which the original levees subsided considerably, and were reconstructed with a greater base width, after which no marked subsidence occurred.

1. *Halpino levee.*—Resting on a stratum of plastic soil 27 feet deep, the original levee had a base width of 178 feet and a height of 36 feet, corresponding to a maximum pressure of 1.8 tons per square foot.

Applying the rough rule suggested in section IV, the shearing strength of the underground should exceed $1.8 \times 27 \div 178$, or 0.273 tons per square foot. The actual strength of samples tested at Vicksburg was 0.152, and of others tested at Zanesville was 0.116. The factor of safety was, therefore, between 0.56 and 0.44, or about 0.50. Failure was obviously to be expected. When reconstructed, the base width was increased to 432 feet. This lowered the required shearing

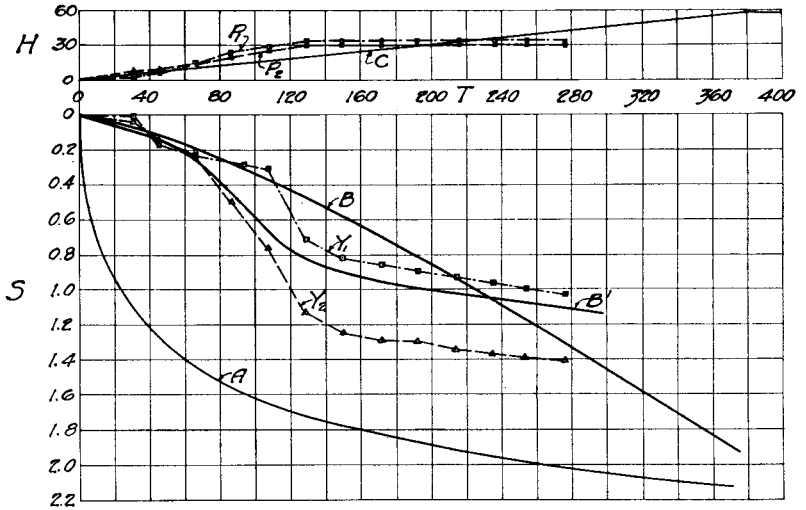


FIGURE 7.—**Construction progress and rate of settlement, Piedmont Dam. *T, S, H, A, B, C,* as in figure 6. P_1, P_2, actual progress at observation points 200 feet apart; *B*, theoretical settlement on basis of actual progress diagram; Y_2, Y_2, actual settlements.**—Avance de la construction et vitesse de tassement. Barrage de Piedmont. *T, S, H, A, B, C,* voir figure 6. P_1, P_2, avance réelle en deux points distants de 200 pieds; *B'*, tassement théorique basé sur le diagramme d'avance réelle; Y_1, Y_2, tassements mesurés. — Baufortschritt und Senkungsgeschwindigkeit, Piedmont-Damm. *T, S, H, A, B, C,* wie in Abbildung 7. P_1, P_2, tatsächlicher Fortschritt an Beobachtungspunkten 200 Fuss von einander entfernt. *B'*, theoretische Senkung auf dem Diagramm des tatsächlichen Fortschrittes begründet; Y_1, Y_2, tatsächliche Senkungen. — Progreso de construcción y medida de asentamiento, Presa Piedmont. *T, S, H, A, B, C,* como en figura 6. P_1, P_2, progreso efectivo en puntos de observación a 200 pies de distancia; *B'*, asentamiento teórico basado en el diagrama de progreso real; Y_1, Y_2, asentamiento efectivo.

strength to 0.112 tons per square foot, raising the factor of safety to slightly over 1.

2. *Duckport levee.*—The original levee, with a base of 270 feet and a height of 30 feet, was underlaid by plastic material to a depth of 35 feet. It would, therefore, require a shearing strength in the supporting layer of $1.5 \times 35 \div 270$, or 0.194 tons per square foot. Tests gave a value of 0.165, or a factor of safety of 0.85. When reconstructed, the base width was increased to 347 feet, raising the factor of safety to 1.09.

3. *Milliken Bend levee.*—The original levee had a base width of 270 feet and a height of 36 feet. The soft foundation stratum was 47 feet thick. The required shearing strength would be $1.8 \times 27 \div 270$.

or 0.313 tons per square foot. Tests gave values as low as 0.163, or a factor of safety of 0.52, indicating that subsidence was to be expected. Increasing the base width to 416 feet raised the factor of safety to only 0.8; but the reconstructed levee did not fail.

This case illustrates the limitations of the simple rule for computing maximum shear, because the levee section departed quite radically from a triangular shape. In the first and second cases, the departure was slight, and close agreement was found between the computed values of shear and those measured in models by photoelasticity. In the first case, the variation was less than 1 percent, in the second, 2 percent. In the present case, however, the computed shear exceeded that measured in the model by about 30 percent, showing that the triangular approximation is too conservative by a considerable margin. If the factors of safety computed on the triangular basis are increased by 30 percent, the results are 0.68 for the original section and 1.04 for the reconstructed levee.

VII. Conclusion

The practical results obtained from applications of the methods herein described indicate that much of the uncertainty formerly associated with construction of embankments on yielding foundations can be eliminated by thorough preliminary study. Whenever there is any doubt as to the adequacy of a foundation, its shearing strength and consolidation characteristics should be determined by tests. Proposed embankment designs should be analyzed as closely as possible, and an estimate made of the stresses which would be produced in the foundation. Comparison of available and required strength will then indicate whether a given design is feasible.

In some cases, the whole general outline of the embankment will be governed by the characteristics of the foundation. In other cases, slight modifications in design will provide important protection at weak points. In still other cases, a lengthening of the construction period will be found advisable, to allow an otherwise inadequate foundation enough time to build up the necessary strength.

The methods now available are only approximate, and their use should be tempered with sound judgment. Mathematical analyses and photoelastic measurements both reflect the characteristics of idealized materials, and it is difficult to say how closely the results are duplicated in actual soils. Artificial compaction of any marked intensity undoubtedly produces unfavorable foundation stresses, the magnitudes of which are still unknown quantities. More extensive investigations of these and other obscure points are needed. Observations on actual embankments are of particular importance, and for this reason an adequate system of reference points should be installed at the very beginning, so that deformations during construction and after completion may be measured and compared with the anticipated values.

ACKNOWLEDGEMENTS

Recent information on the Muskingum project was communicated to the writer by Mr. R. R. Philippe, through the courtesy of Lt. Col. J. D. Arthur, Jr., district engineer, and Mr. T. T. Knappen, chief engineer, United States Engineer Office, Zanesville, Ohio.

Information on the Mississippi River levees was obtained through the office of the president, Mississippi River Commission, with the cooperation of Lt. F. H. Falkner, director, and Mr. S. J. Buchanan, associate engineer, United States Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

REFERENCES

(*1*) PRANDTL: Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, mathematisch-physikalische Klasse, 1920.

(*2*) TERZAGHI: Erdbaumechanik. Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1925.

(*3*) JÜRGENSON: Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems. Journal, Boston Society of Civil Engineers, July 1934.

(*4*) CAROTHERS: Direct Determination of Stresses. Proceedings of the Royal Society of London, series A, vol. XCVII.

(*5*) HENCKY: Über statisch bestimmte Fälle des Gleichgewichtes in plastischen Körpern. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, 1924.

(*6*) PHILIPPE: Soil Mechanics Applied to Design of Dams. Civil Engineering, January 1936.

(*7*) KNAPPEN and PHILIPPE: Practical Soil Mechanics at Muskingum. Engineering News-Record, April 23, 1936.

SUMMARY

Embankments constructed on yielding foundations often subside considerably due to lateral displacement of the supporting soil. The phenomenon is essentially a failure in shear, and is to be anticipated whenever the shearing strength of the foundation material does not compare favorably with the shearing stresses induced by the superimposed load. Hence, analyses of the induced stresses and tests of the physical characteristics of the foundation material are essential to rational design.

Approximate values of the stresses can be obtained by mathematical computation and by photoelastic studies on models. The two methods agree closely for comparable conditions. The photoelastic method is especially helpful in studies of irregular sections, which are difficult to compute.

For a symmetrical triangular embankment on a layer of weak soil, mathematical analysis leads to the following rough rule: The shearing strength of the layer should exceed the smaller of the two values—(*a*) One-quarter the maximum pressure; or (*b*) the maximum pressure multiplied by the ratio of thickness of layer to base width of embankment. This rule is based on vertical load. If large horizontal components exist, as in a heavily rolled dam, a substantial allowance must be made.

Determinations of shearing strength must include not only measurements of the initial strength of the foundation but also studies of the rate at which the strength will increase under load. In many cases a foundation initially incapable of supporting the load will build up adequate strength if the rate of construction is sufficiently slow. In the first case to which the writer applied these principles, a highway embankment failed due to too rapid construction, but after a period of rest the work was completed without difficulty.

Consolidation tests furnish a means for estimating the rate of increase of strength, and also for predicting the probable rate of settlement due to direct compression. Measurements on earth dams now under construction show remarkable agreement with predicted settlements.

Studies of three levees, which, after an initial subsidence, were made stable by widening the bases, show that if shear analysis had been applied the deficiencies of the original designs would have been apparent.

RESUME

Les remblais construits sur fondation instable descendent souvent considérablement par suite d'un déplacement latéral du sol de fondation. Le phénomène consiste essentiellement en une rupture par cisaillement et doit être pris en considération chaque fois que la résistance au cisaillement du terrain de fondation n'est pas suffisante pour supporter les efforts engendrés par la mise en charge. Il résulte qu'une analyse approfondie des efforts et des essais pour déterminer les caractères du sol de fondation s'imposent pour tout projet rationnel.

Des valeurs approchées des efforts peuvent être fournies par l'analyse mathématique et par des études photo-élastiques sur modèles. Pour des conditions semblables, les deux méthodes donnent des résultats concordants. La méthode photo-élastique est particulièrement utile dans l'étude des sections irrégulières pour lesquelles le calcul est difficile.

Pour un remblai triangulaire symétrique posé sur un mauvais sol, l'analyse mathématique conduit à la règle grossière suivante: la résistance au cisaillement de la couche de fondation doit excéder la plus petite des deux quantités suivantes: (*a*) un quart de la pression maximum; (*b*) la pression maximum multipliée par le rapport de l'épaisseur de la couche de fondation à la largeur de base du remblai.

Cette règle ne s'applique qu'aux charges verticales. S'il existe des composantes horizontales importantes, comme dans une digue ou un barrage dont les couches de terre ont été comprimées, ce fait doit être pris en considération.

La détermination de la résistance au cisaillement doit porter, non seulement sur la résistance initiale, mais aussi sur la façon dont celle-ci augmente sous charge. Dans de nombreux cas, une fondation initialement incapable de supporter la charge peut, si cette dernière est appliquée très graduellement en cours de construction, développer une résistance finale suffisante. Lorsque l'auteur appliqua ces principes pour la première fois, un remblai de route avait cédé par suite d'une construction trop rapide, mais après une période de repos, le travail put être achevé sans difficulté.

Des essais de consolidation donnent un moyen d'estimer la vitesse avec laquelle la résistance s'accroît et aussi de prédire le degré probable de tassement dû à la compression. Des mesures de tassement faites sur de barrages en terre actuellement en construction sont en remarquable accord avec les tassements prédits.

L'étude de trois digues qui, après un enfoncement initial exagéré, ont été rendues stables par l'élargissement à la base, montre que si l'analyse du cisaillement avait été faite, les insuffisances des projets initiaux se seraient immédiatement révélées.

ZUSAMMENFASSUNG

Dämme, die auf nachgiebiger Unterlage gebaut sind, versetzen sich als eine Folge der seitlichen Verschiebung der unterstützenden Erdmasse oft um ein beträchtliches. Diese Erscheinung ist im wesentlichen eine Folge unzureichender Scherfestigkeit und kann immer dann erwartet werden, wenn die Scherfestigkeit des Untergrundes in keinem günstigen Verhältnis zu den durch die Belastung verursachten Scherkräften steht. Ein sachgemässer Entwurf bedingt daher eine Untersuchung der waltenden Spannungen und der physikalischen Beschaffenheit des Grundmaterials.

Annähernde Werte der Materialbeanspruchung können durch mathematische Berechnung, sowohl wie durch photoelastische Modelstudien erzielt werden. Die Resultate dieser beiden Methoden stimmen für die Fälle, die sich mathematisch erfassen lassen, gut miteinander überein. Die photoelastische Methode ist besonders wertvoll für Untersuchungen von unregelmässigen Querschnitten, die sich mathematisch nur schwer berechnen lassen.

Die mathematische Analyse eines auf einer schwachen Bodenschicht geschütteten, symmetrischen, dreieckigen Dammes, ergibt ein Resultat, das sich grob gefasst etwa folgendermassen ausdrücken lässt: die Scherfestigkeit der Schicht muss grösser sein als der kleinere der beiden Werte: (*a*) ein Viertel des Höchstdruckes; oder (*b*) der Höchstdruck, multipliziert mit dem Verhältnis der Dicke der Schicht zu der Grundweite des Dammes.

Diese Regel bedingt eine vertikale Belastung. Falls hohe horizontale Komponenten vorhanden sind, wie dies zum Beispiel im Falle von stark gewälzten Dämmen der Fall ist, so muss für diese eine gewisse Abweichung eingeräumt werden.

Die Ermittlung der Scherfestigkeit muss ausser einer Ermittlung der Anfangsstärke des Untergrundes auch noch Untersuchungen einschliessen, die das Mass ergeben, mit welchem diese Stärke unter Belastung zunimmt. In vielen Fällen wird ein Untergrund, der anfänglich unfähig ist eine gewisse Last zu unterstützen, genügend Festigkeit entwickeln, wenn das Zeitmass der Konstruktionsperiode nur langsam genug ist. Der Verfasser wandte diese Regeln zum ersten Male bei einer Chausseeaufschüttung an, die nachgab, weil der Bau zu schnell erfolgte. Nachdem aber eine Ruhepause eingefügt worden war, liess sich der Bau ohne Schwierigkeit zu Ende führen.

Verdichtungsexperimente sind ein Mittel, um die Rate zu schätzen, mit welcher die Stärke zunimmt. Dies Mittel ermöglicht es, den wahrscheinlichen Grad vorauszusagen, mit der die Aufschüttung sich infolge von einfacher Kompression setzen wird. Messungen an

Erddämmen, die sich jetzt im Bau befinden, ergeben eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit den vorausgesagten Werten.

Untersuchungen von drei Uferdämmen, die nach anfänglichem Setzen durch Verbreitung des Untergrundes standhaft gemacht worden waren, ergaben, dass, wenn eine Scherstudie gemacht wäre, die Mängel des Originalentwurfs erkannt wären.

RESUMEN

Los terraplenes construídos sobre fundaciones inestables a menudo se asientan considerablemente debido al desplazamiento lateral del terreno de fundación. Este fenómeno es esencialmente una ruptura por cortadura en el suelo y debe anticiparse siempre que la resistencia a la cortadura de los terrenos de fundación no compare favorablemente con los esfuerzos de cortadura engendrados por la carga sobrepuesta. Por lo tanto, el análisis de los esfuerzos engendrados y los ensayos para determinar las características físicas del terreno de fundación son necesarios para todo proyecto racional.

Los valores aproximados de los esfuerzos citados pueden ser obtenidos por computación matemática o por el estudio fotoelástico de modelos. Estos dos métodos dan resultados concordantes bajo condiciones similares. El método fotoelástico es especialmente útil en el estudio de secciones irregulares, las cuales son difíciles de calcular.

En el caso de un terraplén simétrico triangular sobre una capa de suelo de tierra inestable, el análisis matemático nos conduce a la siguiente regla aproximada: la resistencia a la cortadura de dicha capa debe exceder el menor de estos dos valores: (*a*) un cuarto de la presión máxima; (*b*) la presión máxima multiplicada por la proporción del grueso de la capa con la anchura de la base del terraplén. Esta regla sólo se aplica a las cargas verticales. Si existen componentes horizontales importantes, como en una presa bien apisonada, deben tenerse en cuenta.

La determinación de la resistencia a la cortadura debe incluir no sólo la medida de la resistencia inicial de la fundación sino también estudios de la medida del aumento de la resistencia bajo la carga. En muchos casos, una fundación que al principio es incapaz de soportar la carga adquiere una resistencia adecuada si la construcción se hace suficientemente despacio. El autor aplicó estos principios por primera vez en un terraplén de carretera que cedió debido a la rápida construcción, pero después de algún tiempo de reposo el trabajo fué terminado sin dificultad.

Los ensayos de consolidación suministran medios para estimar la medida en que la resistencia aumenta y también para predecir la probable medida del asentamiento debido a la compresión directa. Las medidas tomadas en presas de tierra actualmente en construcción demuestran notable acuerdo con los asentamientos predichos.

El estudio de tres diques, los cuales, después de un asentamiento inicial, se hicieron estables ensanchando las bases, demuestra que si el análisis de la cortadura hubiese sido aplicado a los proyectos originales sus deficiencias se habrían puesto en evidencia.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

APPROXIMATE DETERMINATION OF STABILITY OF EARTH DAMS*

R. R. CHUGAEV [1]
U. S. S. R.

An earth dam differs from usual structures built of earth in that its soil is subjected, in addition to gravity, to the action of forces caused by the presence of ground water. "Percolation forces" ("hydrodynamical pressure") belong to the class of forces caused by the ground water. Let us give first some explanatory remarks and definitions.

1. On Percolation Forces

Figure 1 represents, rather symbolically, a large scale longitudinal section of a stream of ground water; stream lines are shown by dotted lines individual grains of sand by hatched areas. In the case here considered, laminary flow will obtain; it will be assumed, therefore, that there will be no separation of streams from sand grains around which the water is flowing.

Taking this into account, let us consider a particle of soil, together with two adjacent stream lines. (See fig. 2, lines 1–1 and 2–2.) Due to losses of head (h_f), the hydrodynamical pressure will change in some way along the stream lines. (See piezometric tubes in fig. 2.)

The diagram of pressures exerted by the water upon the surface of the sand grain can be represented as in figure 3. This diagram

**Calculs approximatifs de stabilité des barrages en terre.*
Angenäherte Berechnung der Stabilität von Erddämmen.
Cálculos aproximativos de estabilidad de las presas de tierra.

[1] *The work described in this paper has been carried out by the writer (in 1933–34) at the Scientific Research Institute of Hydrotechnics, Leningrad, U. S. S. R.*

can be replaced [2] by a resultant force F', directed always along the general axis of the stream, and a diagram of uplift pressure.

The latter diagram is symbolically shown in figure 4 by dotted arrows inside the grain's contour. In addition to pressure forces, referred to above, the sand grain is subjected also to frictional forces, caused by the flow of ground water. Frictional forces are evidently tangent to the grain's contour (see fig. 5). They can be reduced [2] to one resultant force F''. Summing forces F' and F'', we obtain (see fig. 6) a force F_o. It is always directed more or less parallel to the general direction of flow.

From figure 1 it is seen that while each individual grain is being acted upon by its "own" force F_o, the whole volume of the soil is

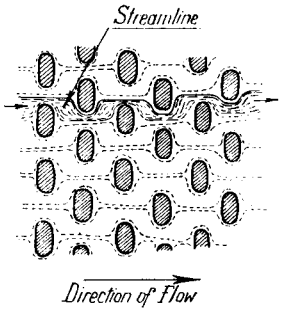


FIGURE 1.—**Scheme of ground water streamlines.** — Filets liquides des eaux d'infiltration. — Schema der Grundwasser-Strömungslinien. — Filetes líquidos de las aguas de infiltración.

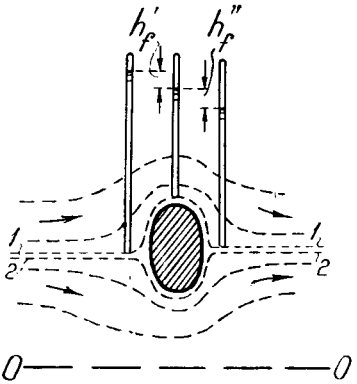


FIGURE 2.—**Streamlines around a grain of sand.** — Filets liquides autour d'un grain de sable. — Strömungslinien um ein Sandkorn. — Filetes líquidos alrededor de un grano de arena.

subjected to the action of the force $\Sigma(F_o)_x$, directed along the axis of flow. $(F_o)_x$ is the component of F_o with regard to the axis of flow.

It is convenient to call the force F_o (which characterizes the intensity of traction of individual grains of soil) "the local percolation force", while the force $\Sigma(F_o)_x$ (determining the intensity of traction for a given volume of soil) will be called "the summary percolation force."

Dividing the force $\Sigma(F_o)_x$ by corresponding volume of soil V, we obtain certain new force F_1:

$$F_1 = \frac{\Sigma(F_o)_x}{V} \qquad (1)$$

This force F_1 may be called "average unit percolation force", or, simply, "percolation force." Its nature is to some extent symbolical. It may be noted that here we have some analogy with the conception of "mean velocity" of water flow.

[2] *For simplicity's sake, the two-dimensional flow is meant here.*

In order to find numerical values of F_o, it would be necessary to analyze individually conditions of flow around each particle of soil. Notwithstanding this, the value of the force F_1 can be easily determined by considering the flow as following the usual hypothetical scheme; that is, not taking into account details of motion shown in figure 1, i. e., local curvature of stream lines, local angles of divergence

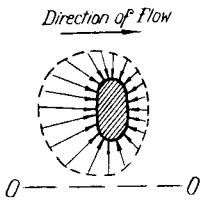


FIGURE 3.—**Diagram of water pressure acting upon a particle of soil.** — Schéma des pressions de l'eau sur une particule de terre. — Diagramm des Wasserdruckes, der auf ein Bodenteilchen einwirkt. — Esquema de las presiones del agua sobre una partícula de tierra.

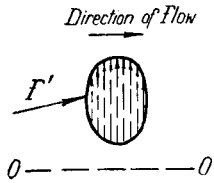


FIGURE 4.—**Resultant of water pressure acting upon a particle of soil.** — Résultante de la pression de l'eau sur une particule de terre. — Resultierende aller Wasserdrücke, die auf ein Bodenteilchen einwirken. — Resultante de la presión del agua sobre una partícula de tierra.

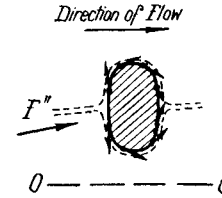


FIGURE 5. — **Frictional forces acting upon a particle of soil.** — Forces de frottement sur une particule de terre. — Reibungskräfte, die auf ein Bodenteilchen einwirken. — Fuerzas de rozamiento sobre una partícula de tierra.

of these lines, local nonuniformity of velocity distribution over the section area.

Proceeding from that conception of ground-water flow, K. Terzaghi gave his well-known formula for the determination of F_1:

$$F_1 = \Delta I \tag{2}$$

where Δ = unit weight of the water;
I = hydraulic gradient at a given point of a hypothetical stream of ground water.

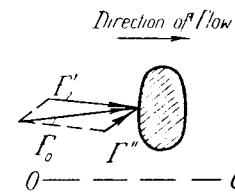


FIGURE 6.—**Percolation force, F_o, acting upon a particle of soil.**—Résultante finale, F_o, sur une particule de terre. — Sickerungskraft F_o, die auf ein Bodenteilchen einwirkt. — Resultante final, F_o, sobre una partícula de tierra.

It is evident that I in a real stream of ground water must be understood as a value of hydraulic gradient, average for a certain volume of soil circumscribed at the point considered.

In case of soil composed of particles adjoining each other in such a manner that the contact surfaces are watertight (see fig. 16), the formula (2) must be transformed, theoretically speaking, into

$$F_1 = m_o . \Delta . I \tag{3}$$

where m_o = coefficient of contact. (See below.)

2. Principal Types of Earth Dam Failures

Having in view the application of formula (2) or (3), that is, use of average values of percolation forces F_1, two types of soil skeleton failure under the action of ground-water flow need be considered:

(*a*) "Blow outs", when certain volumes of the soil are set in motion; in this case formulas (2) or (3) are applicable.

(*b*) "Scouring or piping", when separate grains are set in motion; here, of course, formulas (2) or (3) cannot be used for analysis of the soil collapse. It may be noted, by the way, that there are two kinds of "scouring", i. e., "internal" scouring, when fine particles are moved in the interstices between coarser grains, and "external" scouring, when the particles are carried to the surface of the soil.

In connection with the above, we think that three types of failure should be considered in the design of earth dams:

1. "General failure" of the slopes of the dam. We have this case, when a slide of considerable extent occurs under the influence of gravity and forces due to the action of percolating water. (See fig. 7, in which line *ABC* shows the surface of rupture.)

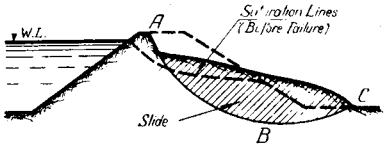


FIGURE 7.—**"General failure" of the slope of a dam.** — "Cas général d'éboulement" du talus d'un barrage. — "Gesamteinsturz" der Dammböschung. — "Hundimiento general" del talud de una presa.

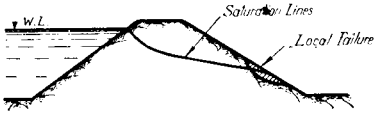


FIGURE 8.—**"Local failure" of the slope of a dam.** — "Cas particulier d'éboulement" du talus d'un barrage. — "Örtlicher Einsturz" der Dammböschung. — "Hundimiento parcial" del talud de una presa.

2. "Local failure" of the slopes. Here (see fig. 8) a relatively small volume of soil (see hatched area in fig. 8) fails, mainly under the influence of percolation forces, in places where stream lines come close together.

"Local failure" does not involve direct collapse of the whole structure; in the course of time, however, after a series of such local failures, general collapse of the dam may result.

Analysis of the possibility of occurrence of general or local failures can be made by using formulas (2) or (3).

Two types of failures mentioned above differ from one another only quantitatively. From a practical point of view, however, they should be regarded as two different types of failure, because the investigation of the possibility of occurrence of each of them may require an independent analysis.

Computation methods worked out with reference to each of these cases of failure may also differ from one another.

3. "Piping" in the body of dam (internal or external), is transportation of individual grains by the water. As has been already mentioned above, the Terzaghi's formula cannot be used in this case. Other methods are to be sought here. "Piping", as well as the type of failure described in the preceding paragraph, does not involve

immediate collapse of the dam. It may occur, however, if the destructive process does not stop in time.

It may be also noted that internal scouring may cause, in the course of time, an unfavorable distribution of ground-water pressures in the body of the dam. The possibility of occurrence of each of the described types of failure must be analyzed independently, in regard to each type.

The degree of stability of a dam can be ascertained, evidently, only after carrying out such triple checking (with reference to "general failure", "local blow-out", and "piping").

3. Principal Classes of Percolation

The above-mentioned triple checking of the stability of a dam must be performed, generally speaking, with proper consideration of the character of percolation, which may take place during construction and operation of the dam.

In accordance with that it is convenient to discern the following three classes of percolation:

1. Steady flow of ground water, which can be defined by boundary conditions. (See in figs. 7 and 8 a stream of ground water percolating from the upper into the lower pool of a dam.)

This type of percolation must, as a rule, be taken into account in determination of downstream slopes of earthen dams.

2. Unsteady flow of ground water taking place without compression of the soil skeleton. This type of flow obtains, for instance, at the dropping of the water level in a reservoir, when the water contained in the voids of the soil begins to flow out.

This type of percolation must, evidently, be considered in the design of upstream slopes of a dam.

3. Unsteady flow of ground water taking place together with compression of the soil skeleton. This type occurs, when some new loading is introduced, causing compression of the soil, as, for instance, in the following cases:

(*a*) When an earth dam is being built upon a clayey foundation, saturated with water.

(*b*) When the water table is sinking with subsequent increase of capillary pressure, or when certain parts of the soil cease to be submerged and become, therefore, heavier.

4. Some General Remarks

Elaboration of methods for practical design of earth dams, based on the foregoing principles, that is, when it is necessary to take into account not only various types of dam failures, but also different classes of percolating flow, is a very extensive task. In this paper we will confine ourselves to consideration of one type of dam failures only, namely, the case of general failure of slopes. This case is seemingly of more practical importance than the study of "local failures" of slopes.

The possibility of local failures can be always prevented by proper measures taken during construction of the dam or afterwards, during operation period.

Among such measures may be mentioned for instance internal drainage of downstream slope or covering that slope by a layer of some coarse-grained material.

The determination of the general stability of slopes of an earth dam is considerably more complicated, than computations referring to stability of ordinary "dry" slopes, where the soil skeleton is subjected to the action of only vertical forces.

At the present time, the problem of stability of "dry" slopes can be solved approximately.[3] The solution is based on the proposal made by Petterson; according to that proposal, the surface of rupture is assumed to be a circular cylindrical surface.

Analyzing a number of arbitrarily assumed circles of rupture, "the most dangerous " of them can be found.

The degree of stability of the soil with reference to that circle of rupture may be regarded as a measure of safety of the slope considered.

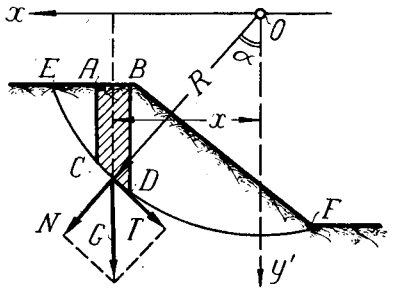


FIGURE 9.—**Scheme for computation of a "dry" slope (according to Terzaghi).** — Méthode de calcul pour un talus "sec" (règle de Terzaghi). — Berechnungsmethode für eine "trockene" Böschung (nach Terzaghi). — Método de cálculo para un talud "seco" (según Terzaghi).

A number of methods have been proposed for the computation of the stability, with respect to an assumed circle of rupture, of a "dry"[4] slope (Methods of Sven Hulten, Krey, Terzaghi, etc.).

In our opinion, the most convenient method, from the practical point of view, is that proposed by Terzaghi (*1*).[5]

According to this method, it is assumed that every element of area, *CD* (see fig. 9), belonging to the circle of rupture *ECDF*, is subjected to the action of a vertical force *G*. The magnitude of *G* is measured by the weight of the superposed column of soil *ABCD*. To facilitate the computations, the whole sectional area of sliding body is divided into a series of elementary columns (similar to the column *ABCD*).

The weight *G* of each column is then calculated and resolved into components *N* and *T*, normal and tangent to the respective elements of the circles of rupture. (See fig. 9.)

Writing the equation of moments for the forces $f.N$ and T (and also for the forces of cohesion), with respect to point *O*, we obtain a formula which can be used for the computation of slopes stability.

[3] *All problems in this paper are considered in two dimensions.*

[4] *We will call shortly a "dry" slope, every slope subjected to the action of vertical forces only.*

[5] *Italic numbers refer to bibliography at the end of this paper.*

According to Terzaghi, this formula may be represented also in the following particular form:

$$\beta=\frac{f.\Sigma N+c.S}{\Sigma T} \tag{4}$$

where β=coefficient of safety against sliding of the volume *ABFDCE*, with regard to the circle of rupture, circumscribing that volume;
f=coefficient of internal friction of the soil;
c=specific force of cohesion;
S=length of the circle of rupture.

It is necessary to note, that Terzaghi recommends to calculate β from equation (4) for every assumed circle of rupture by means of graphical-analytical method.[6]

The most dangerous circle of rupture must evidently correspond to the minimum value of β; for a stable slope this minimum value must be greater than unity.

After making all these necessary explanations regarding the method of computations of dry slopes, we would wish to emphasize that in analyzing further the stability of earth dam slopes, we have accepted all assumptions which are usually made in computations of dry slopes.

Let us now describe some cases of design worked out on the base of the principles stated above. Steady flow and unsteady flow without the compression of soil skeleton will be considered. The case of unsteady flow with the compression of soil skeleton will not be described here (an approximate scheme for this case was reported by the author in 1933 at the November Session of the Academy of Sciences of the U. S. S. R. (*2*)).

5. Design of Slopes Subjected to Steady Flow of Percolation (Without Taking Into Account Capillary Rise) (*3*)

Let us consider the downstream slope of a dam. (See fig. 10.) Suppose that the saturation line and the lines of equal head (h=const.) are known (they may be obtained by means of electric analogy, using the apparatus proposed by Prof. N. N. Pavlovsky, member of the Academy of Sciences) (*4*).[7]

Let us find the coefficient of safety against sliding for the volume *ADCBE*, with respect to certain assumed are of circle *DCB*, having the radius R.

The line of saturation *FE* cuts the volume *ADCBE* into two parts: Part *ADFE*, subjected to the gravity forces only, and part *FEBC* subjected to the action of three systems of body forces: Gravity (g), uplifting forces of water contained in the pores of the soil (W), and percolation forces (F_1).

These three systems of forces (g, W, F_1) can be combined into one system of resultant forces F.

[6] *It is evident that the formula (4) may be used also in cases when analytical method of computations is applied. In our opinion, analytical method is in certain cases more convenient than the mixed graphical-analytical method, described above.*

[7] *Position of the saturation line, when using this apparatus, is found by means of trial method.*

Potential function (Φ) (referred to a unit of weight of the water) of the field of resultant forces F may be expressed, as has been demonstrated by Prof. N. N. Pavlovsky (*5*), by an equation

$$\Phi = \Delta_o \cdot y - \Delta h + C \tag{5}$$

where Δ_o = unit weight of submerged soil;
Δ = unit weight of water;
y = ordinate of a given point;
h = head in a given point;
C = constant of integration.

Having the lines of equal head and applying equation (5), equipotential lines of the field of resultant forces (Φ=const.) can be plotted. These lines are shown in figure 10 by dotted lines. They have been plotted assuming $C=0$, and $\Delta=\Delta_o=1.0$.[8]

Study of systems of lines Φ, plotted for various practical cases, shows that in most cases the distribution of resultant forces over the

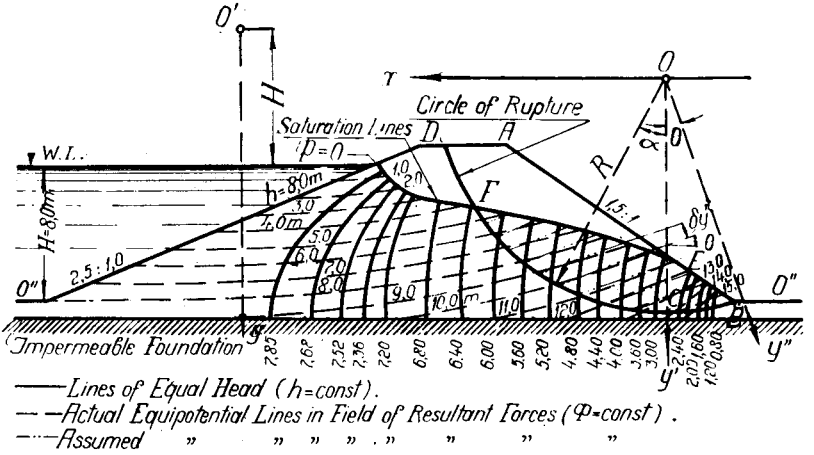


FIGURE 10.—**Equipotential lines of resultant forces for an earth dam.** — Lignes equipotentielles des résultantes pour un barrage en terre. — Äqui-Potentiallinien der resultierenden Kraft in einem Erddamm. — Líneas equipotenciales de los resultantes para una presa de tierra.

field is uniform to a considerable extent, and that the curvature of Φ lines is insignificant.

Taking this circumstance into account, it seems fully permissible, in computations of the general stability of slopes, to replace the actual system of Φ lines within the area *FEBC* by a system of straight lines parallel to each other and located at equal intervals. (See straight dotted lines in figs. 10 and 11.) By doing so, the average direction of resultant forces can be determined; it will be denoted by an angle θ. (See fig. 10.)

The average intensity of the resultant forces can be expressed as follows:

$$\gamma_o = \frac{\delta\Phi}{\delta y''} \cdot \Delta \tag{6}$$

[8] *Y axis being directed as shown in fig. 10.*

where $\delta\Phi$ = difference of numbers of two adjacent straight equipotential lines Φ;

$\delta y''$ = distance between these two lines.

Numerical computations show that the value of γ_o ranges usually between 1.00 and 1.15 tons per cubic meter, while tan θ changes, according to the shape of percolation flow, from 0.15 to 0.25 approximately.

Taking into account certain properties of the field of resultant forces, a table of numerical values for γ_o and θ may be computed,[9] suitable for practical use in various cases (various cross-sections of dams). This table would make superfluous the finding of h and Φ

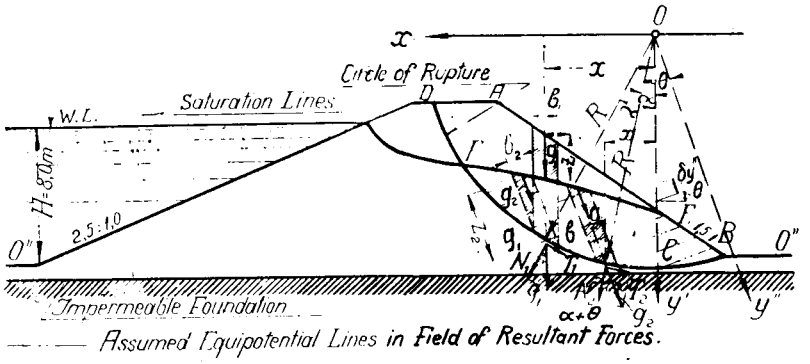


FIGURE 11.—**Scheme for computation of downstream slope of dam subjected to action of percolation flow.** — Méthode de calcul du talus aval d'un barrage soumis à l'action des eaux d'infiltration. — Berechnungsmethode der luftseitigen Böschung des Dammes, die der Wirkung von Sickerungskräften ausgesetzt ist. — Método de cálculo del talud de aguas abajo de una presa sometida a la acción de las aguas de infiltración.

lines, and it will be only necessary to determine the position of the saturation line (in case of an earth dam).

It may be noted that the position of saturation lines is easily found by using a well-known hydraulical method, developed by Prof. N. N. Pavlovsky (*6*).

The values γ_o and θ define fully the system of body forces acting upon the soil within the limits of the area *FEBC*. Knowing these values, further computations (of the stability of *ADCBE*) are carried out in the following manner. (See fig. 11.)

An element *ab* of the circle of rupture is taken *DCB*.

Accepting the assumptions made, for instance, by Terzaghi in analysis of dry slopes (1), we will suppose that the following two forces are acting upon the elementary area *a–b*:

1. Vertical force g_1, i. e., the weight of the vertical column of dry soil, hatched in figure (11)

$$g_1 = \gamma . \omega_1 \qquad (7)$$

[9] *To facilitate the determination of γ_o and θ, suitable approximate formulas could be worked out. It is necessary to note that for a given slope the values of γ_o and θ for different assumed circles of rupture usually can be regarded as practically constant.*

where γ=unit weight of dry soil;

γ_1=hatched area of the cross-section of the vertical column,

$\omega_1 = b_1.z_1$, the values b_1 and z_1 being shown in figure 11.

2. Inclined force g_2 (making the angle θ to the vertical):

$$g_2 = \gamma_o.\omega_2 \tag{8}$$

where ω_2=area of the inclined column of soil (see fig. 11), $\omega_2 = b_2.z_2$.

Each of the forces g_1 and g_2 may be resolved into normal, N, and tangent, T, components.[10] We have thus for g_1 components N_1 and T_1, and for g_2 components N_2 and T_2.

Dividing the whole surface of rupture into a series of elementary areas, similar to a—b, the forces $f.N_1$, $f.N_2$, T_1 and T_2 are computed for each area.

Equation of moments of these forces (and of cohesion forces acting along the line DCB), with respect to point O, is then written. From this an equation for the value of the coefficient of safety can be deduced (similarly to the case of dry slope) for a given slope of the dam and with respect to an assumed circle of rupture. This equation is:

$$\beta = \frac{f.\Sigma N_1 + f.\Sigma N_2 + cS}{\Sigma T_1 + \Sigma T_2} \tag{9}$$

For the sake of convenience in practical calculations, this equation has been transformed [11] by the writer into:

$$\beta = \frac{f(A.\gamma + C.k_1 - 2D.k_2 + E.k_3) + \frac{c}{b}.S}{B.\gamma + 2C.k_2 + D.k_1 - E.k_2} \tag{10}$$

where b=horizontal component of elementary areas belonging to the circle of rupture (it is supposed that the circle is divided into elements in such a way that horizontal projections for all elements were equal to b);

k_1, k_2, k_3=constants, represented by the formulas:

$$k_1 = \gamma_o.\cos 2\theta;\ k_2 = \frac{1}{2}\gamma_o.\sin 2\theta;\ k_3 = \gamma_o.\sin^2\theta \tag{11}$$

$$\left.\begin{aligned} A &= \Sigma z_1.\cos\alpha; \quad B = \Sigma z_1.\sin\alpha; \\ C &= \Sigma z_2.\cos\alpha; \quad D = \Sigma z_2.\sin\alpha; \\ E &= \Sigma z_2.\frac{1}{\cos\alpha}. \end{aligned}\right\} \tag{12}$$

The meaning of z_1, z_2 and α is clear from figure 11 (α is also shown in fig. 9).

Computation of numerical values of (12) is convenient to make in a tabulated form such, for instance, as shown below:

[10] *For clearness, the resolution of forces* g_1 *and* g_2 *in fig. 11 is shown at different elements of area of the surface of rupture.*

[11] *Equations (9) and (10) are deduced under assumption that* f *and* c *are constant for the whole length of a circle of rupture. In case these values are changing, that circumstance may be accounted for by proper transformation of the formulas.*

Numbers of vertical strips	x	z_1	z_2	$\sin\alpha = \frac{x}{R}$	$\cos\alpha$	$\frac{1}{\cos\alpha}$	$z_1.\cos\alpha$	$z_1.\sin\alpha$	$z_2.\cos\alpha$	$z_2.\sin\alpha$	$\frac{z_2}{\cos\alpha}$
	From the drawing										
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
							A	B	C	D	E

In preparing this table the whole body of rupture *ADCBE* is first divided into vertical strips of equal width (b). These strips cut in the circle of rupture elementary areas of various lengths.

The values of x (positive or negative) are taken from the drawing, as a distance from the vertical axis OY' [12] to the axis of corresponding vertical strip.

The values of z_1 are measured along axes of respective vertical strips (they represent the distances from the saturation line to the surface of the dam).

The values of z_2, representing the distances from the circle of rupture to the saturation line, are measured along to inclined lines, making an angle θ with the vertical and drawn through the centers of corresponding elementary areas.

In order to make the measuring of z_2 values more convenient, it is recommended to cover the corresponding area of the drawing by inclined hatching with lines making an angle θ with the vertical, i. e., parallel to axis OY''. The computation of the coefficient β (see equation 10), according to the described method, takes about 2 hours of work.

It may be noted in conclusion that omission of percolation forces results in certain cases in considerable increase of the safety coefficient β.

In some of the problems analyzed by the writer the coefficient β increased by 50 percent and more if percolation forces were neglected. It is therefore evident that the influence of these forces cannot be regarded as an insignificant item in the design of the slopes of earthen dams.

6. Computation of Slopes Subjected to Action of Unsteady Flow of Ground Water, Caused by Falling Level in a Reservoir (7)[13]

Let us consider the upstream *BE* slope of an earth dam, shown in figure 12. Let us suppose that the level of water in the reservoir

[12] *Drawn through the center of the circle of rupture* DCB.

[13] *Capillary rise is neglected here.*

drops, during a comparatively short period of time, from position (1) to position (2).

Taking into account the small degree of permeability of some soils, it is often possible to neglect the time required for the water level drop and regard the latter as occurring instantaneously. This instantaneous drop of water level in the reservoir causes an unsteady flow of ground water; stream lines of that flow are shown in figure 12 by arrows.

The most dangerous stage of flow, as regards the stability of the slope, will be evidently the moment when the flow just begins. The above-mentioned stream lines correspond just to that moment.

Lines of equal heads for this initial stage of flow can be obtained by means of the electric analogy in the following manner: A plate of tinfoil is prepared, of a shape *ABDN;* certain electric potential W_1 is applied along the horizontal line *DN*;[14] another electric potential W_2 ($W_2 < W_1$) is applied along the line *ABC;* along the line *DC* a

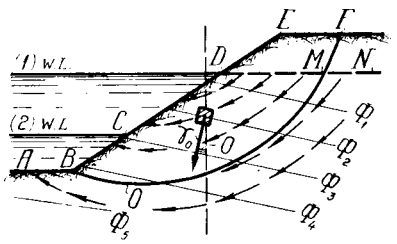


FIGURE 12.—**Field of forces occurring in a slope under action of percolation flow due to drop of water level in the reservoir.** — Champs des forces dans un talus causées par les eaux d'infiltration après la baisse du niveau de la retenue. — Kraftfeld einer Böschung, welche unter Wirkung von Sickerungskräften steht, die von der Senkung des Staubecken-Wasserspiegels herrühren. — Campo de las fuerzas en un talud causadas por las aguas de infiltración después de la baja del nivel del embalse.

variable potential should be applied, changing lineally from W_1 (at the point *D*) to W_2 (at the point *C*).

Having obtained a system of lines of equal heads h for the boundary conditions given above, we can then, using equation (5), plot a system of equipotential lines Φ of the field of resultant forces, for the region located below the line *DN*. Having then found, by using h lines (in the way explained above), the numerical values of γ_o and θ, further computations of the slope (with respect to an assumed circle of rupture *FOB*) are carried on, as in the preceding case, using equation (10).

7. Computation of Slopes Subjected to Action of Resting Ground Water, in Cases Where Capillary Rise Is Considerable

In cases where the "maximum value of capillary rise" is more than the distance of the top of the slope from the water surface in the reservoir,[15] the soil of which the slope is composed will be in a submerged state in all points of the slope.

[14] *For the sake of simplicity, it is supposed that before the drop of water level in the reservoir occurred, the surface of the ground water had been horizontal and coincided with line* DN.

[15] *Only such cases are considered here.*

Along the line DBC meniscus surface will obtain. (See fig. 13.)

As a result, capillary pressure will be exerted upon the skeleton of the soil.

Diagrams of capillary pressure can be represented by areas DEB and $BFC'C$, in which $\overline{BE}=\overline{BF}=h_k$, h_k being the value of capillary lift, shown in the drawing.

It is seen that here, in addition to vertical forces, the body of rupture is subjected to inclined forces, represented by the diagram DEB.

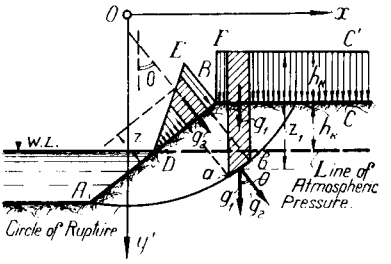


FIGURE 13.—**Scheme for computation of a slope subjected to action of capillary forces.** — Méthode de calcul des talus soumis aux forces capillaires. — Berechnungsmethode für eine Böschung, die der Wirkung von Kapillarkräften ausgestzt ist. — Método de cálculo de los taludes sometidos a las fuerzas capilares.

These inclined forces add to the stability of the slope. Comparing figures 13 and 11, we see that the case considered here does not differ, from the point of view of statical design, from the case described in § 5.

It is possible, therefore, to use, for computation of slopes under conditions shown in figure 13, equation (10), with the only difference that, instead of inclined resultant forces, inclined capillary forces are substituted; angle θ is here that which is shown in figure 13.[16]

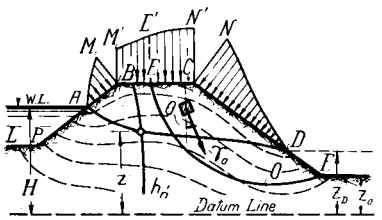


FIGURE 14.—**Scheme for computation of a slope subjected to action of percolation flow and capillary forces.** — Méthode de calcul d'un talus soumis à l'action des eaux d'infiltration et des forces capillaires. — Berechnungsmethode für eine Böschung, die der Wirkung von Sickerungs- und Kapillarkräften ausgesetzt ist. — Método de cálculo de un talud sometido a la acción de las aguas de infiltración y de las fuerzas capilares.

8. COMPUTATION OF SLOPES SUBJECTED TO ACTION OF STEADY GROUND WATER FLOW, IN CASES WHERE CAPILLARY RISE IS CONSIDERABLE (7)

Let us consider percolation through a dam consisting of fine-grained soil.

Taking into account the presence of capillary forces, the following scheme of ground-water flow will obtain (see fig. 14): Along the line $ABCD$ a meniscus surface will be formed; the whole cross-section of the dam will be saturated by flowing water; stream lines assume a shape shown in figure 14 by dotted lines.

[16] *Inclined system of forces being here directed inward, angle θ must be considered, when using equation (10), as negative.*

As is seen, some of these lines, in their initial stage, are rising upward, the upper line being represented by *ABCD*.

The outlet of ground water begins below the point *D*.

The described type of percolation can be characterized by the absence of the curve of free surface (that is the line, at all points of which the pressures have the same value).

It is a special type of ground-water flow, differing both from pressure flow and from flow with free surface.

It may be noted that the line *AD* is the line of atmospheric pressure; above this line the water is in a capillary state.

If lines of equal head are known, the line of atmospheric pressure can be easily plotted, taking into account the following condition:

$$z=h_n \tag{13}$$

where h_n=one of the lines of equal heads (see the drawing);
z=height above datum line of the point of intersection of the line of atmospheric pressure with the line of equal heads h_n.

The "escape" point *D*, belonging to the line of atmospheric pressure must conform to the condition:

$$z_D=h_D \tag{14}$$

where z_D=height of the point *D* above the datum plane;
h_D=line of equal heads coming to the point *D*.

The picture of the ground-water flow just described can be plotted, using the electric analogy method. In order to do that, the tinfoil plate is cut to the shape of the whole profile of the dam. An electric potential W_1 is applied along the line *LPA*.

Along the line *DF* variable potential, lineally changing, is applied; so that at the point *D* the value of the potential would be equal to:

$$W_D=(W_1-W_F)\frac{z_D-z_O}{H-z_O}+W_F \tag{15}$$

where W_F=potential at the point *F* selected so that

$$W_F<W_1 \tag{16}$$

The significance of other symbols contained in equation (15) is shown in figure 14.

The use of the electric analogy apparatus permits the finding of the position of point *D* by trial method.

Trials must be made, observing that two conditions were fulfilled:

1. The line of atmospheric pressure plotted under assumption (13) must not come to the point *D*, satisfying equation (14) is fulfilled.
2. There must be no potential decreasing from point *D* inward.

Having obtained thus lines of equal heads and the line of atmospheric pressure, we plot then the diagram of capillary pressure acting along the line *ECD*. (See areas *EE'N'C*, *CDN*.)

After that we proceed to plotting lines of equal potentials Φ, computing them from equation (5). (These lines are not shown in the drawing.)

Then, values of γ_o and θ are found, as has been explained above.

Now the stability of the slope *CF*, with respect to a certain circle of rupture (*EOF*), can be ascertained.

Studying all forces acting upon the body of rupture *ECDFO*, the stability of which is being analyzed, we see that three kinds of forces differently directed are present here, namely: (1) Vertical forces represented by the diagram of capillary forces *EE'N'C*, (2) inclined forces (normal to the slope), represented by the diagram of capillary forces *CND*, and (3) inclined resultant forces, acting perpendicularly to lines Φ (making an angle θ with the vertical).

To facilitate operations, the diagram of capillary pressure *CND*, for instance, may be resolved into two "component" diagrams; this resolution can be accomplished in such a way, that only two systems of forces of different directions remain acting on the body of rupture *ECDFO*.

After the resolution of the diagram of capillary forces, computations of the stability can be carried out, using equation (10); z_1 and γ must be given values, corresponding to the case considered.

9. Checking Stability of Slopes Against Rain Action, in Cases When Capillary Rise Is Considerable (7)

It is well known that earthen slopes are often damaged during the rain. In our opinion, the origin of these failures, in cases where capillary lift is great, can be explained as follows.

The rain water, accumulating on the surface *BC* and running down the surface *BD* (see fig. 13), destroys, so to speak, the meniscus surface.

Due to this fact, capillary water loses its capillary properties and under the action of gravity begins to flow out to the surface of the slope. In consequence, a flow of ground water is formed, similar to that occurring in the case of water level drop in the reservoir. (See fig. 12.)

The presence of that ground-water flow facilitates the destruction of the slope.

The picture of such a flow can be obtained, as has already been mentioned before, by means of the electric analogy (see § 6). In this case, however, the bus with electric potential W_1 must be located at the top of the dam *BC*. (See fig. 13.) Having plotted equipotential lines Φ (from h lines), and having found numerical values of γ_o and θ, further computations are carried on in the following way (see fig. 15): The slope is rotated around the point *A* by the angle θ, so that Φ lines assume a horizontal position (which position is also taken by equipotential lines of the gravity's field). As a result of this rotation, we obtain an imaginary slope *AB'*. This slope is somewhat steeper and higher than our slope *AB*.

Assuming that imaginary slope as formed of dry soil of unit weight γ_o, we will see that in regard to the stability it will be entirely equivalent to our slope *AB* subjected to unsteady percolation flow, caused by the rain.

It follows that in cases of checking stability against rain action, instead of a given slope AB it is quite possible to make computations for an imaginary dry slope AB', formed by a soil of unit weight γ_o. Methods proposed by Terzaghi or Fellenius may be used for such computations.

10. Conclusions

In conclusion, let us make one general remark regarding the capillary pressure and the unit weight of submerged soil. In computations of

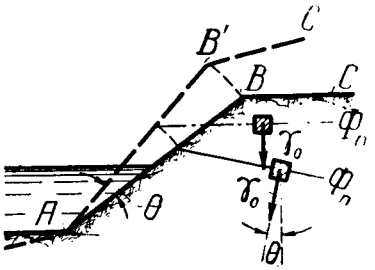


Figure 15.—**Scheme for computation of a slope subjected to action of rain water.** — Méthode de calcul d'un talus soumis aux eaux de pluie. — Berechnungsmethode einer Böschung, die der Wirkung von Regenwasser ausgesetzt ist. — Método de cálculo de un talud sometido a las aguas de lluvias.

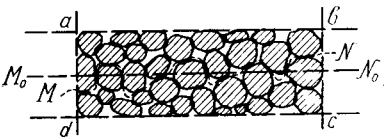


Figure 16.—**Scheme of soil composed of grains with impervious contact surfaces.** — Schéma d'un sol composé de grains dont les contacts sont imperméables. — Schematische Darstellung eines Bodens, der aus Körnern mit undurchlässigen Berührungsflächen zusammengesetzt ist. — Esquema de un suelo compuesto de granos cuyos contactos son impermeables.

capillary pressure and of unit weight of submerged soil, the following well-known formulas are used, respectively:

$$K=\Delta.h_k \tag{17}$$

$$\Delta_o=\gamma-(1-m)\Delta \tag{18}$$

where K=capillary pressure, developed by a square unit of meniscu surface;
Δ=unit weight of water;
h_k=capillary lift;
Δ_o=unit weight of submerged soil;
γ=unit weight of dry soil;
m=percentage of voids in the soil.

These formulas are theoretically correct in the case only when the skeleton of the soil is formed by grains, between which there are only points of contact. If the contact between grains is accomplished by watertight areas (as shown in fig. 16), formulas (17) and (18) must be, strictly speaking, transformed into:

$$K=m_o.\Delta.h_k \tag{19}$$

$$\Delta_o=\gamma-(m_o-m)\Delta \tag{20}$$

where m_o=coefficient of contact

$$m_o=\frac{\Omega=\omega}{\Omega} \tag{21}$$

where Ω=area of horizontal section M_oN_o in a given volume of soil;
ω=sum of horizontal components of all individual watertight contact areas belonging to the section considered. (See fig. 16.)

The correctness of the formulas (19) and (20) can be demonstrated by a strict mathematical deduction.

The formula (20) is cited here in order to emphasize our disagreement with N. P. Pouzirevsky (*8*) and K. Terzaghi (*9*) as to the value of Δ_0 for soils "partially subjected to hydrostatic uplift", given by the mentioned authors.

It may be noted that formulas for Δ_0, given by N. P. Pouzirevsky and by K. Terzaghi, differ not only from (20), but also from each other.

All statements and deductions contained in this paper may be, of course, applied not only to earthen dams, but to every kind of earthen structures subjected to the action of ground-water flow.

Among other cases they may be applied in the design of the canal slopes.

As to the accuracy of the methods here proposed, it does not, in our opinion, differ much from the accuracy of computations used in the practice of dry slope design (see § 4), which, in its turn, is seemingly very close to the accuracy obtainable in such problems as, for instance, the determination of earth pressure on retaining walls.

Comparing our methods with those used for dry slopes (see § 4), we see that two additional assumptions have been introduced: [17] (1) Actual field of forces, acting within the region subjected to the action of percolation forces, was replaced by a certain "averaged" field; (2) it was assumed that inclined forces acting upon the skeleton of the soil are transmitted onto the circle of rupture in the direction, parallel to the line of action of these forces.

After studying systems of Φ lines plotted for a number of practical cases, the acceptability of the first assumption becomes evident. (The difference between actual and computed fields of forces will be in all cases approximately the same as that shown in fig. 10.)

As to the second assumption, it is necessary to say, that here we have no essential difference from the assumption made by Terzaghi in the method of dry slope design, namely, the supposition that vertical forces are transmitted to the circle of rupture in the direction of their lines of action.[18]

The acceptability of this assumption can be checked by replacing the inclined forces by certain "reduced" diagrams, plotted in the manner similar to that employed by Krey in the case of vertical forces.

We have accordingly made a few tentative computations, which have shown that for the cases considered, the above-mentioned assumption can be regarded as admissible.

Regarding the convenience of the practical application of the proposed methods, it may be said that they have been used, upon our suggestion, in some design offices in the U. S. S. R.,[19] without encountering any peculiar difficulties or inconveniences.

[17] *In some cases we introduced only one of the mentioned two assumptions.*

[18] *It may also be noted that K. Terzaghi (1) admits, for rough calculations, that an inclined concentrated loading, acting on the surface of the slope, may be transmitted to the circle of rupture in the direction of the line of action of that loading.*

[19] *They were used in the design of diversion canals for hydroelectric plants on the Chirchik and the Suna Rivers.*

REFERENCES

(1) Terzaghi, K.: The Mechanics of Structural Clay Slides and of Retaining Wall Movements. Public Roads, 1929.
(2) Chugaev, R. R.: On Computation of Stability of Earth Dam Designed for Volga Irrigation Projects. Transactions of the Academy of Sciences of the U. S. S. R. November 1933, vol II.
(3) Chugaev, R. R.: Computation of General Stability of Slopes of Earth Dams, with Consideration of Percolation Forces. Hydrotechnical Construction, Moscow, 1935, no. 5.
(4) Pavlovsky, N. N., Member of the Academy of Sciences of the U. S. S. R.: Theory of Ground Water Motion Under Hydraulic Structures. Leningrad, 1922.
(5) Pavlovsky, N. N.: Flow of Ground Water to Canals and Rivers and Percolation Forces Arising therewith. Report to the Sixteenth International Congress of Navigation, Bruxelles, 1935.
(6) Pavlovsky, N. N.: Percolation of Water Through Earth Dams. Leningrad, 1931.
(7) Chugaev, R. R.: Stability of Earthern Slopes Subjected to Action of Ground Water Flow. Proceedings of the Academy of Sciences of the U. S. S. R. (in print).
(8) Pouzirevsky, N. P.: Design of Foundations. Leningrad, 1923.
(9) Terzaghi, K.: Large Retaining-Wall Tests. Engineering News-Record, Mar. 8, 1934, no. 10.

SUMMARY

After indicating that earth dams differ from other structures built of earth in that their soil is subjected—in addition to forces of gravity—to forces caused by the presence of percolating water, the writer proceeds to the explanation of the following items:

Paragraph 1 contains a general description of the nature and origin of the so-called forces of percolation, acting upon the skeleton of soils.

In paragraph 2 it is noted that forces of percolation may cause two types of failure in the skeleton of a soil: (*a*) The "blow-out", and (*b*) the "scouring." In connection with this, the following forms of dam failure are possible: (1) "General failure" of the slopes of the dam; (2) "local failure" of the slopes, and (3) "scouring" of the soil skeleton.

Paragraph 3 contains a description of possible types of percolation flow: (1) Steady percolation flow; (2) unsteady flow (in case the soil is incompressible), occurring for instance when the water level in a reservoir falls rapidly, and (3) unsteady flow (in case the soil is compressible) resulting from the compression of the soil pores.

In paragraph 4 it is emphasized that the methods of computation described below refer to cases of "general failure" of slopes (and only to two first types of percolation flow). These methods are based on the well-known proposition made by Petersen (circular cylindrical surfaces of sliding).

Paragraphs 5, 6, 7, 8, and 9 contain a description of computation methods proposed by the writer for the determination of the stability of slopes in various cases, when the soil is subjected, in addition to gravity, to the action of percolation and capillary forces. The lines of equal head h are plotted in a special manner, by means of the electrical analogy method proposed by Prof. N. N. Pavlovsky. For the determination of the field of forces, acting in the soil saturated with water, the proposition of the above mentioned author is used, referring to equipotential lines Φ of the field of "resultant" forces, whereby the "resultant" force is meant the resultant of gravity,

uplift and percolation F_1. For the sake of simplicity, actual lines of Φ are replaced by straight lines; in connection with this, the field of forces considered may be characterized by parameters γ_o and θ, where γ_o is the specific average value of "resultant" forces, and θ the angle defining the average direction of the "resultant" forces. Knowing the values of γ_o and θ and using the same assumptions, which are usually accepted in the design of "dry" slopes it is possible to write for a given slope a formula expressing the coefficient of safety β against sliding (with respect to a certain, arbitrarily given, circle of rupture).

RESUME [20]

Après avoir indiqué que les barrages en terre diffèrent des autres constructions en terre par le fait que leur sol est soumis, non seulement aux forces de la pesanteur, mais aux forces dûs à l'eau d'infiltration, l'auteur expose les points suivants:

Le paragraphe 1 contient une description générale de la nature et de l'origine de ce qu'on appelle les "forces d'infiltration".

Le paragraphe 2 signale que les forces d'infiltration calculées par l'équation (2) (d'après Terzaghi) ou par l'équation (3), peuvent provoquer deux types de destruction dans la masse de terre: (*a*) L'enlèvement de masses de terre, (*b*) le délavage. Le barrage peut donc être détruit de trois manières: (1) destruction générale des talus (fig. 7); (2) destruction locale des talus (fig. 8); (3) délavage de la masse.

Le paragraphe 3 décrit les types possibles d'infiltration, savoir: (1) Infiltration permanente (fig. 7 et 8); (2) non permanente quand le sol est incompressible, qui survient par exemple lorsque le niveau de l'eau descend rapidement dans le réservoir; (3) non permanente, quand le sol est compressible, résultant de la compression des pores de la terre.

Le paragraphe 4 explique que les méthodes de calcul exposées ci-dessous s'appliquent aux cas de destruction des talus seulement pour les deux premiers types d'infiltration. Ces méthodes sont basées sur la proposition bien connue de Petersen (surfaces cylindriques circulaires de glissement).

Les paragraphes 5, 6, 7, 8, 9 décrivent les méthodes de calcul proposées par l'auteur pour déterminer la stabilité des talus dans différents cas (fig. 10–15), lorsque les terres sont soumises, à l'action de la pesanteur en même temps qu'à l'action des forces d'infiltration et des forces capillaires. Les courbes de même niveau "*h*" sont enregistrées par points d'une manière spéciale, par la méthode de similitude électrique proposée par le Professeur N. N. Pavlovsky. Pour déterminer le champ des forces agissant sur la terre saturée d'eau, on applique la proposition de cet auteur au sujet des lignes équipotentielles Φ du champ des forces résultantes (voir équation 5), où la force "résultante" représente la résultante de la pesanteur, de la sous-pression et de l'infiltration F (5). Pour raison de simplification, les courbes réelles de Φ (fig. 10) sont remplacées par des lignes droites; par suite, le champ de forces considéré peut être caractérisé

[20] *Les recherches exposées dans ce rapport ont été exécutées par l'auteur en 1933–1934 à l'Institut de Recherches Scientifiques d'Hydrotechnique, Leningrad (U. R. S. S.).*

par les paramétres γ_0 et Θ, γ_0 étant la valeur spécifique moyenne des forces "résultantes", et Θ l'angle qui définit la direction moyenne des forces résultantes. Connaissant les valeurs de γ_0 et de Θ et utilisant les hypothèses habituellement admises dans les projets de talus secs, on peut écrire, pour une pente donnée, une formule (10) qui exprime le coefficient de sécurité β en fonction du glissement (par rapport à un certain cercle de rupture arbitrairement choisi).

ZUSAMMENFASSUNG [21]

Nach einem Hinweis, dass Erddämme von gewöhnlichen Erdbauten sich dadurch unterscheiden, dass auf ihr Bodenskelett ausser den Schwerkräften noch Kräfte, die durch das Vorhandensein von Sickerwasser bedingt sind, wirken, wird in diesem Bericht folgendes dargelegt:

Im ersten Punkt des Berichtes (§ 1) werden die Ursachen des Auftretens der sogenannten "Filtrationskräfte" erörtert. Im zweiten Punkt (Paragraph) wird hingewiesen, dass im Falle der Bestimmung der Filtrationskräfte nach der Formel (2) (nach Terzaghi) oder nach der Formel (3) man, allgemein gesprochen, zwei Arten der Zerstörung des Bodenskelettes zu unterscheiden habe: (*a*) Das "Ausblasen des Grundes"; (*b*) das "Auswaschen des Grundes." Dabei hat man folgende mögliche Zerstörungsarten des Dammes in Betracht zu ziehen: (1) "Gesamt-Einsturz" der Böschungen, (2) "Örtlicher Einsturz" der Böschung, und (3) Auswaschung des Grundskelettes des Dammes. Im dritten Paragraph wird bemerkt, dass folgende mögliche Arten der Filtration des Wassers zu beachten sind: (1) Filtration im Berechnungszustand (Fig. 7 und 8), (2) Unstationäre Filtration (im Falle eines unzusammendrückbaren Grundskelettes), welche z.B. bei der Absenkung des Wasserspiegels im Becken eintritt, und (3) Unstationäre Filtration (im Falle eines zusammendrückbaren Grundskelettes). Im vierten Paragraph wird unterstrichen, dass die weiter unten vorgeschlagenen Berechnungen nur den "Gesamt-Einsturz" der Böschungen (mit Berücksichtigung nur der ersten zwei Arten der Filtration des Wassers) behandeln. Diesen Berechnungen liegt die bekannte Annahme Petersens (über die Kreiszylinderform der Rutschfläche) zu Grunde. In den Paragraphen 5, 6, 7, 8, und 9 des Berichtes werden eine Reihe der vorgeschlagenen Berechnungsarten der Böschungen erklärt, die verschiedene Fälle behandeln, wenn auf den Boden der Böschung ausser den Schwerkräften noch Filtrationskräfte wirken und Kapillarwirkung auftritt. Bei der Behandlung dieser Berechnungsfälle werden die Linien gleicher Piezometerhorizonte (*h*) für den Grundwasserstrom eigens nach der elektrohydrodynamischen Analogiemethode des Akademikers N. N. Pawlowsky erhalten. Um das Kraftfeld, das im Gebiet des mit Filtrationswasser gesättigten Bodens auftritt, zu klären, wird der Vorschlag des genannten Autors über die Konstruktion (nach Formel 5) der äquipotentionalen Linien Φ des Feldes der "resultierenden" Kräfte verwendet, worin unter "resultierenden" Kräften die Resultierende der Schwerkräfte des Grundes, der Auftrieb des Grundes im

[21] *Diese Arbeit wurde vom Autor (i.J. 1933–34) im Wissenschaftlichen Forschungsinstitut für Hydrotechnik, Leningrad, U.d.S.S.R. gegeben.*

Wasser und die Filtrationskräfte F_1 zu verstehen sind. Zur Vereinfachung der Berechnung werden die tatsächlichen Linien Φ (Fig. 10) durch gerade Linien ersetzt; dabei ist es möglich das Kraftfeld durch die Grössen γ_o und Θ zu charakterisieren, wo γ_o die spezifische, ermittelte Grösse der "resultierenden" Kräfte und Θ den Winkel, der die Richtung der "resultierenden" Kräfte bestimmt, darstellen. Kennt man die Grössen γ_o und Θ, und lässt man die gleichen Voraussetzungen gelten, wie sie bei der Berechnung der "trockenen" Böschungen gebräuchlich sind, so lässt sich der Sicherheitskoeffizient β auf Standsicherheit der gegebenen Böschung (in Bezug einer freigewählten "Rutschlinie") nach der Formel (10) ausdrücken.

RESUMEN [22]

Después de indicar que las presas de tierra difieren de las otras construcciones de tierra por el hecho que su suelo está sometido no solamente a las fuerzas de gravedad sino también a las fuerzas del agua de infiltración, el autor trata los puntos siguientes:

El párrafo 1 contiene una descripción general de la naturaleza y del origen de lo que se llama las "fuerzas de infiltración."

El párrafo 2 señala que las fuerzas de infiltración calculadas por la ecuación (2) (según Terzaghi) o por la ecuación (3) pueden provocar dos tipos de destrucción en la masa de tierra: (*a*) El levantamiento de masas de tierra, (*b*) el derrubio. La presa puede ser destruída de tres maneras: (1) destrucción general de los taludes (fig. 7); (2) destrucción parcial de los taludes (fig. 8); (3) derrubio de la masa.

El párrafo 3 describe los tipos de infiltración posibles, a saber: (1) Infiltración permanente (fig. 7 y 8); (2) no permanente cuando el suelo es incompresible, lo cual ocurre, por ejemplo, cuando el nivel del agua desciende rápidamente en el depósito; (3) no permanente, cuando el suelo es compresible, debido a la compresión de los poros de la tierra.

El párrafo 4 explica que los métodos de cálculos arriba descritos se aplican a los casos de destrucción de los taludes solamente para los dos primeros tipos de infiltración. Estos métodos se basan en la bien conocida proposición de Petersen (superficies cilíndricas circulares de deslizamiento).

Los párrafos 5, 6, 7, 8, 9, describen los métodos de cálculos propuestos por el autor para determinar la estabilidad de los taludes en diferentes casos (fig. 10–15), cuando las tierras son sometidas a la acción de la gravedad al mismo tiempo que a la acción de las fuerzas de infiltración y de las fuerzas capilares. Las curvas del mismo nivel "*h*" son registradas por puntos de una manera especial, por el método de la similitud eléctrica propuesto por el Prof. N. N. Pavlovsky. Para determinar el campo de las fuerzas que obran sobre la tierra saturada de agua, aplícase la proposición de este autor sobre el asunto de líneas equipotenciales Φ del campo de las fuerzas resultantes (véase la ecuación 5), en la cual la fuerza "resultante" representa la resultante de la gravedad, de la subpresión y de la infiltración F (5). Para simplificar, las curvas reales de Φ (fig. 10) son reemplazadas por líneas rectas; como corolario, el campo de fuerzas considerado puede

[22] *Los estudios descritos en esta memoria fueron ejecutados por el autor en 1933–34 en el Instituto de Investigaciones Científicas de Hidrotécnica, Leningrado (U. R. S. S.).*

ser caracterizado por los parómetros γ_0 y Θ, γ_0 siendo el valor específico medio de las fuerzas "resultantes", y Θ el ángulo que define la dirección media de las fuerzas resultantes. Conociendo los valores de γ_0 y de Θ y utilizando las hipótesis generalmente admitidas para los proyectos de taludes secos, podría escribirse, para una pendiente dada, una fórmula (10) que expresa el coeficiente de seguridad β en función del deslizamiento (en relación con un cierto círculo de ruptura arbitrariamente escogido).

IVANOV, U. S. S. R.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STABILITY CONDITIONS OF EARTH BODIES AND THE ANALYSIS OF SLOPES AND FOUNDATIONS OF EARTH DAMS*

Eng. A. I. IVANOV
U. S. S. R.

1. INTRODUCTION

In making stability analyses of earth bodies it is at present customary to assume that sliding takes place along surfaces of circular form. Investigation by Petterson [1] and Hultin,[2] by Fellenius,[3] Krey [4] and lastly by Prof. K. Terzaghi,[5] have shown that this assumption is much closer to the actual case than the assumption, which was commonly accepted following the classical works of Coulomb; i. e., that the sliding surface is a perfect plane.

Numerous experimental investigations carried out at various research institutions, as well as analyses of failures of structures, have definitely shown that the sliding surface of earth bodies is curved and that their curvature approaches sufficiently closely a circular form. Because of

**Analyse des conditions de stabilité des matériaux dans les talus et les fondations des barrages en terre.*

Analyse der Festigkeitsverhältnisse von Erdabhängen und den Fundamenten von Erddämmen.

Análisis de las condiciones de estabilidad de los materiales en los taludes y las fundaciones de las presas de tierra.

[1] *Löjtnant Knut Petterson, Kajraset i Göteborg, "Teknisk Tidskrift", 1916, p. 289.*

[2] *Ingenjör Sven Hultin, Grus Fyllingar för Kajbyggnader Bidrag til Deras Statilinet, "Teknisk Tidskrift", 1916, p. 292.*

[3] *Fellenius, Erdstat'sche Berechnungen.*

[4] *Dr. Ing. H. Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, Berlin, 1926.*

[5] *K. Terzaghi, The Mechanics of Structural Clay Slides and Retaining Wall Movements, Public Roads, 1929.*

this, the above-mentioned authors have suggested a number of methods of analysis which they have described in their books and articles. These methods have been described in Soviet technical literature as well.[6]

Lacking generality because they consider only vertical loads, these methods unfortunately do not present the solution in a form which would reduce the labor of the designer to the least possible amount. The method of Fellenius is a possible exception. But here also the solution ignores the effect of either cohesion or friction and is given only for simplified, average slopes. The difficulties encountered by the designer when applying these methods to actual conditions have been partly noted by the writer in a previous paper[7] in which he presented a general solution for the stability of earth slopes of any form and for any given system of vertical loads. The method suggested in the paper reduced the labor of the designer to a minimum and, in addition, enabled him to analyze the conditions of stability of the slope. Nevertheless this method, in common with the methods which preceded it, did not consider the effect of hydrodynamic forces or, generally, of forces with horizontal components. A method of analysis of the stability of slopes of earth dams which considered the effect of hydrodynamic forces was first made public by R. R. Chugaev.[8] However, the method is hardly suitable for practical application.

The hypothesis of the curved (circular) sliding surface makes possible, moreover, the solution of problems, which lie outside the scope of analyses of slopes, earth dams, embankment walls, etc. Prof. M. M. Grishin, for instance, showed in his extremely interesting paper,[9] that this hypothesis may be applied with great success to the analysis of sandy-clayey foundations of massive dams.

However, because of the absence of a general solution, the application of this hypothesis to practical cases constantly encounters insurmountable difficulties.

The absence of a general solution, an inadequate working system when performing the analysis, the great amount of time and labor which is required for graphic integration, often impel the designer to forego the solution of a problem or, at best, to carry it short of its conclusion.

Attempts which have lately appeared in German papers[10] to replace circular surfaces with surfaces based on logarithmic spirals do not, in general, seem to alleviate the task.

Furthermore, in the majority of cases, forces which have horizontal components play a very important part in the stability of earth

---

[6] *Eng. V. K. Klentz, The Krey Method of Analysis of the Stability of Earth Slopes; Hydraulic Engineering, No. 4, 1934 (in Russian). Eng. Migin, On the Analysis of Earth Slopes of Dams by the Terzaghi Method; Hydraulic Engineering, No. 5, 1935 (in Russian).*

[7] *Eng. A. I. Ivanov, On the Stability Analysis of Earth Slopes of Dams Fills and Excavations: Bulletin No. 6, Lower Volga Engineering Bureau (in Russian).*

[8] *Eng. R. R. Chugaev, Analysis of the General Stability of Slopes of Earth Dams With Due Consideration of the Filtration Forces; Hydraulic Engineering, No. 5, 1935 (in Russian).*

[9] *Prof. M. M. Grishin, Stability Analysis of Dams Built on Soft Foundations: Hydraulic Engineering, No. 7, 1935 (in Russian).*

[10] *Von Rendulic, Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherkeit, Bauingenieur, H. 19/20, 1935.*

bodies. For such cases, the need for a general and sufficiently simple solution becomes even more pressing, since any arbitrary assumption may, in each case, carry with it considerable and serious error.

At the same time, a general solution for the coefficient of stability in sliding for a section of an earth body assuming a curved (circular) sliding surface, can be obtained with relative ease if the problem is treated in a slightly different manner than commonly accepted.

The solution which is thus obtained is very simple in form, holds true for any given system of forces, and consequently is applicable to all practical cases dealing with the stability of earth bodies.

The general solution is given below, together with considerations on the manner of its application to any given condition.

As regards its application to practical cases, the writer, in conformity with the subject of this paper, has limited himself to the method of analysis of the foundation and the slopes of earth dams.

Throughout the paper the subject is consistently treated as a two-dimensional problem, i. e., the length of the sections is taken as unity.

2. General Formulas for the Determination of the Factor of Safety in Stability for Earth Bodies

Let the arc AC of a circle of any radius represent the projection in the plane of the paper of the sliding surface under investigation (fig. 1). Let the section of the earth body which is to be analyzed and which is bounded on the top by a surface ABC of arbitrary shape, and on the bottom by our circular sliding surface be acted upon by an arbitrary system of forces.

$$P_1, P_2, P_3 \ldots \ldots P_n$$

The nature of the forces which compose the system may be quite varied. There may be vertical concentrated forces (weights of structures located on the section) and vertical distributed forces (weight of the fill, hydrostatic uplift, etc.). There may also be horizontal forces or forces which have horizontal components (water pressure, hydrodynamic pressure, etc.). In any case, under the action of the system of forces, tangential stresses T, different in value for each point, will arise along the slip surface, i. e. along the arc AC. These sheer forces will obviously tend to move our section along the slip surface with a total force

$$T = \int_A^C T\,ds \tag{1}$$

where ds is the differential of the arc of the slip surface.

In addition to the tangential stresses T, normal stresses n, which will also be different in value for each point, will arise along the slip surface, under the action of the system of forces.

It is precisely under the action of these normal stresses that friction forces will appear, which will resist the motion of the section.

The total friction force will obviously be equal to

$$F = f\int_A^C n\,ds \tag{2}$$

where $f=\tan\varphi$ is the tangent of the angle of internal friction, assumed to be constant.

Finally, in the case of cohesive materials the slipping of the section will also be resisted by the total cohesion force

$$A=c\int_A^C ds=cS \tag{3}$$

where c is the unit cohesion force, and S is the total length of the arc AC of the sliding surface.

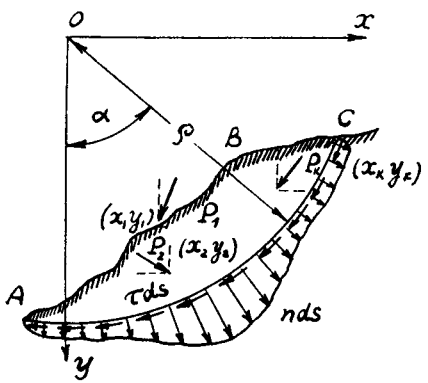


FIGURE 1.

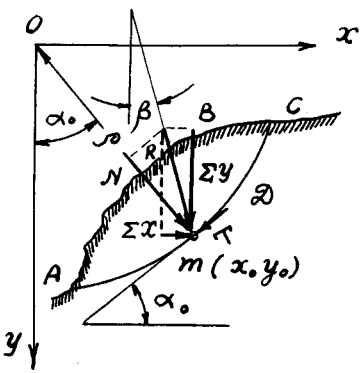


FIGURE 2.

Consequently, the general coefficient of stability of the section in sliding can be expressed as

$$K=\frac{F+A}{T}=\frac{f\int n\,ds+cS}{\int \tau\,ds} \tag{4}$$

and for cohesionless solid—sand, for example, as

$$K'=\frac{F}{T}=f\frac{\int n\,ds}{\int \tau\,ds} \tag{4'}$$

The question of the factor of safety in stability can be treated in a different manner also. Let us assume that the quantity we are least sure of is coefficient of friction f.

Applying to the section the conditions of equilibrium we can write

$$\int \tau\,ds-f\int n\,ds-cS=0 \tag{5}$$

We can now find that critical value of the coefficient of friction f_{cr} which will maintain the section in a state of critical equilibrium

$$f_{cr}=\frac{\int \tau\,ds-cS}{\int n\,ds} \tag{6}$$

The factor of safety in stability K_1 as expressed in terms of the coefficient of friction will then be

$$K_1=\frac{f}{f_{cr}}=\frac{f\int n\,ds}{\int \tau\,ds-cS} \tag{7}$$

For cohesionless soils equation (7) will become identical with equation (4′).

Finally, if the unit force of cohesion is chosen as the criterion, we have a case which is analogous to the preceding one.

The critical value of the unit force of cohesion, c_{cr} which will maintain the section in a state of critical equilibrium will be

$$c_{cr}=\frac{\int \tau\, ds - f\int n\, ds}{S} \tag{8}$$

and the coefficient of stability of the section in shear can be written

$$K_2=\frac{c}{c_{cr}}=\frac{cS}{\int \tau\, ds - f\int n\, ds} \tag{9}$$

We thus see that in order to determine the coefficient of stability in shear of the section when acted upon by a system of forces P_1, P_2 . . . . . P_n, we must be able to solve equations (1), (2), and (3).

Let us therefore proceed to determine the relationship between the quantities which characterize the system of forces P_1, P_2 . . . . . P_n and the integrals which are contained in equations (1), (2), and (3).

3. The Relationship Between the External Forces and the Quantities $\int \tau\, ds$ and $\int n\, ds$

Refer the section under investigation to a set of arthogonal coordinate axes (figs. 1, 2). Let the center of curvature of the arc of slip ADC coincide with the origin O of the coordinate axes. The forces will be considered positive if their direction coincides with the positive direction of the coordinate axes, as shown in figures 1 and 2. Moments produced by the forces will be considered positive if they tend to rotate in the same direction as the expected rotation of the section when it slips along the sliding surface, i. e., in the given case, from right to left.

We shall now attempt to establish the desired relationships.

The first integral $T=\int \tau\, ds$, which represents the sum of shear stresses along the sliding surface ADC, can be solved very simply. We need only apply the condition that the sum of the moments of external forces acting on the section $ABCD$ about the origin O must be equal to the sum of the moments of internal forces $\tau\, ds$ and $n\, ds$ acting along the sliding surface ADC.

Bearing in mind that the internal normal forces all pass through the center of moments, we can write

$$\rho\int \tau\, ds=\Sigma x_i Y_i+\Sigma y_i X_i=x_i\Sigma Y-y_0\Sigma X \tag{1}$$

where ΣX and ΣY are the components along the axes OX and OY of the resultant R of external forces acting on our section, and x_o, Y_o are the coordinates of the point of intersection of the resultant force R with the sliding surface ADC.

Consequently

$$\int \tau\, ds=\frac{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X}{\rho} \tag{2}$$

The task of evaluating the second integral must be approached with greater attention.

Generally speaking, the expression $\int n\, ds$ represents an algebraic sum of stresses along the sliding surface ADC rather than a geometric sum. It can be easily seen that this sum, when interpreted in the customary manner, will be a scalar rather than a vector.

The writer, however, after performing a number of special comparative calculations which lie outside the scope of this paper, became thoroughly satisfied that for cases ordinarily encountered in practice the absolute value of this scalar will be very close to the absolute value of the vector N which we would obtain were we to interpret the expression $\int n\, ds$ as a geometric sum of vectors of normal stresses along the sliding surface ADC.

As can easily be seen, the latter interpretation will be absolutely true if at the instant of critical equilibrium we consider our section as a solid body.

Lacking data of special and thorough experimental investigations it is difficult to state which of the two interpretations approaches the actual case more closely. We can only state that comparative calculations show that for ordinary cases the divergence between the two interpretations amounts to about 2 percent and, in rare instances to 5 percent. Such divergence is entirely permissible, considering the fact that the hypothesis of the curved sliding surface is in itself an approximation.

Furthermore, our interpretation of the expression $\int \tau\, ds$ being identical with that commonly accepted, takes it for granted that the sliding section of the soil is a solid body.

We are therefore fully within our rights in assuming that

$$\int n\, ds = N \tag{3}$$

is a vector, N representing a geometric sum of normal stresses along the sliding surface ADC.

This vector, by the nature of stresses which it represents, must pass through the center O of the sliding circle (figs. 1, 2).

We can also hold that for any given system of forces acting on the section under investigation, the vector N will intersect the arc AC at a point M (x_o, y_o) coinciding with the point of intersection of this arc with the resultant force R of our system of forces $P_1, P_2 \ldots P_n$ (fig. 2).

Obviously, if at this very point we apply the force T as defined in equation (1), tangent to the sliding surface, we can then maintain that as far as statics is concerned the system of forces N and T is equivalent to the system of forces $P_1, P_2, \ldots\ldots P_n$ acting on our section.

We can now write the equations

$$\begin{aligned} N\cos\alpha_o + T\sin\alpha_o &= \Sigma Y \\ N\sin\alpha_o - T\cos\alpha_o &= \Sigma X \end{aligned} \tag{4}$$

Where α_o is the angle between the tangent to the surface at the point (x_o, y_o) and a horizontal line.

From equations (4) it is obvious that

$$N=\cos \alpha_o \Sigma Y+\sin \alpha_o \Sigma X \tag{5}$$

and since

$$\sin \alpha_o=\frac{x_o}{\rho} \text{ and } \cos \alpha_o=\frac{y_o}{\rho} \tag{6}$$

then

$$N=\int n\, ds=\frac{x_o \Sigma X+y_o \Sigma Y}{\rho} \tag{7}$$

where x_o and y_o are, as previously, the coordinate of the point of intersection of the resultant force R of the system of forces P_1, P_2 ..... P_n acting on our section with the sliding surface AC.

Using equations (4) we can in an analogous manner obtain an equation for T, identical with equation (2).

4. Final Expressions for the Coefficients of Stability

We can now write out expressions for the coefficients of stability with which we dealt in § 2, in a form suitable for practical application.

Formulas for the factors of safety in general stability K and K' of sections of earth bodies as given by equations (4) and (4′) of § 2 can now be rewritten as follows:

For cohesive materials

$$K=\frac{f[x_o \Sigma X+Y_o \Sigma y]+c\rho S}{x_o \Sigma Y-y_o \Sigma X} \tag{1}$$

and for cohesionless materials

$$K'=f\frac{x_o \Sigma X+y_o \Sigma Y}{x_o \Sigma Y-y_o \Sigma X} \tag{2}$$

The formula for the factor of safety as given in equation (7) of § 2 in terms of the angle of internal friction can now also be re-written as

$$K'_1=\frac{f[x_o \Sigma X+y_o \Sigma Y]}{x_o \Sigma Y-y_o \Sigma X+c\rho S} \tag{3}$$

for cohesive materials. For cohesionless materials the expression for K'_1, will be identical with equation (2)

$$K'_1=f\frac{x_o \Sigma X+y_o \Sigma Y}{x_o \Sigma Y-y_o \Sigma X} \tag{4}$$

Finally, the expression for the factor of safety in terms of the unit force of cohesion as given in equation (9) of § 2 will now be written

$$K_2=\frac{cS\rho}{x_o[\Sigma Y-f\Sigma X]-y_o[\Sigma X+f\Sigma Y]} \tag{5}$$

5. General Method of Solution of Practical Problems Dealing With the Stability of Earth Bodies

In the following pages, when applying the expressions which we have derived to characteristic practical cases we shall use the general expression for the coefficient of stability K as given in equation (1) of § 4.

The scope of the paper does not permit the writer to make an analysis of this equation. It is of extreme importance, however, to give a general outline of the manner of its application to any given concrete condition.

Equation (1) of § 4 can be put into the following form:

$$K=f\frac{x_o\Sigma X+y_o\Sigma Y}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X}+\frac{c\rho S}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X} \tag{1}$$

The first term of the polynomial on the right-hand side of the equation is the coefficient of stability due to friction forces.

$$K'=f\frac{x_o\Sigma X+y_o\Sigma Y}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X} \tag{2}$$

The second item is the value of the coefficient of stability due to cohesion forces.

$$K''=\frac{c\rho S}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X} \tag{3}$$

In the general case we shall thus have

$$K=K'+K'' \tag{4}$$

In solving problems dealing with the minimum factor of safety instability for earth bodies, the engineer is faced not only with the task of finding the minimum value of this factor for the two points A and C (figs. 1, 2) where the sliding surface intersects the outer surface of the slope, but also with the task of determining the worst possible location of these points.

The works of Sven Hulten and of Fellenius may be of great assistance in such work. But generally it is necessary to make a number of analyses in order to find the really critical sliding surface for the entire section.

The writer suggests the following method of solution which, in his opinion, must systematically and rapidly lead to final results.

Let it be required to calculate the minimum coefficient of stability K for all sliding surfaces passing through the point A (fig. 3).

Take any point C representing the point where the sliding surface intersects the outer surface of the slope and let λ denote the angle between the line AC and a horizontal line through A. We shall first find the minimum coefficient of stability K_{min} for all circles which pass through points A and C.

The centers of these circles will obviously lie on the straight line ON perpendicular to and bisecting the line AC.

Each of these circles will have its own set of coordinate axes as well as all quantities which enter into equation (1). It will be shown,

however, that the calculation of K_{min} for a given location of points A and C and for a given angle of slope λ of the line AC does not present any particular difficulties.

In the course of the analysis we shall have to plot the curves

$$K'=f_1(\rho);\ K''=f_2(\rho);\ K=f(\rho)$$

similar to those shown in figure 4, by means of which we will find K_{min} for a given angle λ.

By now changing the location of the point C, i. e., by changing the angle λ, and by repeating the above-mentioned calculations for each new value of the angle λ, we obtain all necessary data to plot the curve $K_{min}=\Phi(\lambda)$ similar to the one shown in figure 5, and to find the minimum coefficient of stability for all sliding surfaces which pass through the point A.

Lastly, if it is necessary, we can assume various locations for the point A and by repeating all the above-mentioned calculations for

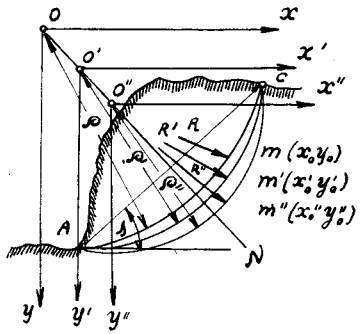


FIGURE 3.

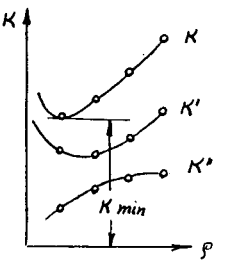


FIGURE 4.

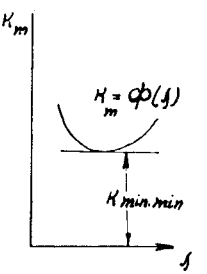


FIGURE 5.

each of the selected locations, determine the K_{min} for the entire body of soil.

6. Stability Analysis for Earth Bodies Subjected to Vertical Loads Only

For such cases, the analysis is particularly simple. By letting $\Sigma X=0$, we can restate equation (1) of § 4 in the following form:

$$K'=\frac{fy_o\Sigma Y+c\rho S}{x_o\Sigma Y}=f\frac{y_o}{x_o}+\frac{c\rho S}{x_o\Sigma Y} \tag{1}$$

We again have two components: The coefficient of stability due to friction forces only

$$K'=f\frac{y_o}{x_o} \tag{2}$$

and the coefficient of stability due to cohesion forces only

$$K''=\frac{c\rho S}{x_o\Sigma Y} \tag{3}$$

Let figure 6 represent a slope ABC of any arbitrary form acted upon by an arbitrary system of vertical loads $Q_1, Q_2 \ldots\ldots Q_n$, and let it be required to calculate the minimum coefficient of stability for all circular arcs of slip passing through points A and C.

Draw a straight line connecting points A and C, and denote its length by l, and the angle which it makes with the horizon by λ. Then, according to § 7, the centers of all arcs ADC will lie in the straight line ON perpendicular to and bisecting the line AC.

Take a circular arc of radius ρ having a set of coordinate axes OX and OY. The line AC will divide the section $ABCD$ under investigation into two parts. The upper part, which includes the area ABC and the loads $Q_1, Q_2 \ldots\ldots Q_n$ located on it, is obviously independent of the length of the radius ρ of the selected arc. The lower

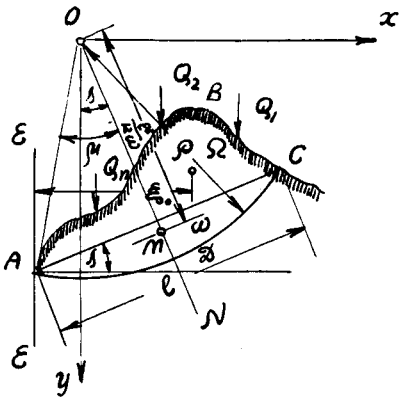


FIGURE 6.

part, which includes the area of the circular segment ADC, varies with the radius ρ. Consequently, if we denote the unit weight of soil by γ, the area of the upper portion of the slope by Ω and that of the lower portion by ω (fig. 6), we can express the sum of the vertical forces acting on the sliding surface ADC as

$$\Sigma Y = \gamma\Omega + \Sigma Q_n + \gamma\omega \tag{4}$$

Let ξ_o = const. denote the distance of the point of application of the resultant of the system of loads $\gamma\Omega + \Sigma Q_n$ from the vertical axis passing through the point A. Now, if we denote the angle AON between the radial line OA and the line ON by μ, the equation for the area ω can be written

$$\omega = \rho^2(\mu - \cos\mu \sin\mu) \tag{5}$$

From figure 6 we also have

$$\sin\mu = \frac{l}{2\rho} \tag{6}$$

Thus, the quantity ω is a function of ρ and can be expressed by the equation

$$\omega = \rho^2\left[\text{arc sin}\frac{l}{2\rho} - \frac{l}{2\rho}\sqrt{1-\left(\frac{l}{2\rho}\right)^2}\right] \tag{7}$$

The center of gravity of the area is at point M on the line ON at a distance OM from the center O. From elementary mathematics we know that

$$OM=\frac{l^3}{12\omega} \tag{8}$$

It is now quite simple to determine the distance of the point of application of the resultant of the forces acting on the section from the axis OY. Knowing that the moment of a system of forces about any point is equal to the sum of the moments of individual forces about the same point, we have

$$x_o=\frac{(\gamma\Omega+\Sigma Q_n)[\xi_o-\rho\sin(\mu-\lambda)]+\frac{l^3}{12}\sin\lambda}{\gamma(\Omega+\omega)+\Sigma Q_n} \tag{9}$$

which shows that x_o also is a function of the radius.

As regards y_o, it is obvious that

$$y_o=\sqrt{\rho^2-x_o^2} \tag{10}$$

Finally, the equation for length S of the arc of the sliding surface can be written

$$S=2\mu\rho \tag{11}$$

Substituting the expressions for y_o and S given by equations (10) and (11) into the equation (1) of § 6 and simplifying, we obtain a new equation for the coefficient of stability

$$K=f\sqrt{\left(\frac{\rho}{x_o}\right)^2-1}+\frac{2c\mu\rho^2}{x_o\Sigma Y} \tag{12}$$

to solve which we have to calculate x_o by means of equation (9) and use ΣY as given in equation (4).

When making the analysis, it is advisable to assume that the radius ρ of the sliding surface is an independent variable quantity and to make use of the following three tables in recording all calculations:

TABLE I.—*Calculation of the principal elements ω and ΣY as functions of ρ*

ρ	$l/2\rho$	ω	ΣY	Remarks
				l, Ω and $\Sigma\ Q_n$ are known quantities.

TABLE II.—*Abscissa x_o of the point of application of the resultant force as a function of ρ*

ρ	$\mu-\lambda$	x_o	Remarks
			ξ_o and λ are known quantities.

TABLE III.—*Coefficient of stability as a function of* ρ

ρ	ρ/x_0	K'	K''	K	Remarks

After using the data in table III to plot curves similar to those shown in figure 4, proceed in the manner described in § 5.

The considerations put forward in this section have been analyzed in greater detail in a previous paper by the writer,[11] in which they were illustrated by concrete examples which showed the systematic manner, simplicity and rapidity with which the analysis can be performed.

Specific cases which may be analyzed by the proposed method are very numerous and may be encountered daily. The method may be applied to the analysis of all cases of dry slopes, embankments and excavations, both with and without structures on them (fig. 7), to the analysis of retaining walls (fig. 8), etc.

In making preliminary analyses, in which it is permissible to ignore the hydrodynamic pressure, this method may also be used to analyze the slopes and foundations of earth dams.

However, in such cases the writer recommends using another, special method of analysis, described in the following section.

7. The Upstream and Downstream Slopes of Earth Dams

Let figure 9 represent the upstream face of an earth dam and let it be required to determine the minimum factor of safety in stability of the slope, for all sliding surfaces passing through points A and C of the cross-section of the dam. In finding this coefficient we must take into consideration the effect of the hydrodynamic pressure of water as well as the effect of saturation of the soil in the zone of the line of saturation. For this purpose we have sketched in on figure 9 a family of stream and potential lines whose properties we assume are known to the reader.[12] The problem which we are now to consider is more complicated than that which we dealt with in the preceding section. The main difficulty lies in the fact that in the present case the system of forces acting on our body is considerably more complicated than previously. The forces we have to deal with are:

1. Dry weight of the body of soil in the part of the section *EBCD*, above the line of saturation *ED*. Assuming that the unit weight of the soil is γ, this dry weight will be

$$Q_1 = Y_1 = \gamma \times \text{area of } EBCD = \gamma\Omega_1.$$

We shall take it for granted that the center of gravity of the area *EBCD* has been determined in the usual manner and that its abscissa is x_1.

[11] *Eng. A. I. Ivanov, On the Stability Analysis of Earth Slopes of Dams, Fills and Excavations; Bulletin No. 6, Lower Volga Engineering (in Russian).*

[12] *Cf. N. N. Pavlovsky, Member of the Academy of Sciences of the U. S. S. R.: The Flow of Groundwater Under Hydrotechnical Structure.*

2. Pressure due to the weight of the body of soil of the section $AEDK$, below the line of saturation, decreased by the hydrostatic uplift of the water. This force will be directed vertically downward and will be

$$Q_2 = Y_2 = (\gamma - 1 + p) \times \text{area of } AEDK \cong \Omega_2 \times 1$$

where p denotes the porosity of the soil.

We shall assume that the center of gravity of the area $AEDK$ has also been determined and that its abscissa is x_2.

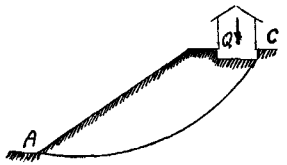


FIGURE 7.

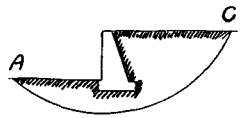


FIGURE 8.

3. In addition to these forces, the section will be subjected to the action of a system of hydrodynamic forces ΔP, whose value can easily be determined through an analysis of the family of stream and potential lines.

The upper part of figure 9 shows one of the square fields of the net drawn to larger scale. Symbols H_1 and H_2 denote the values of the potential of the two consecutive lines of equal potential which form the boundaries of the square field and ΔS denotes its geometric size to the scale of the drawing.

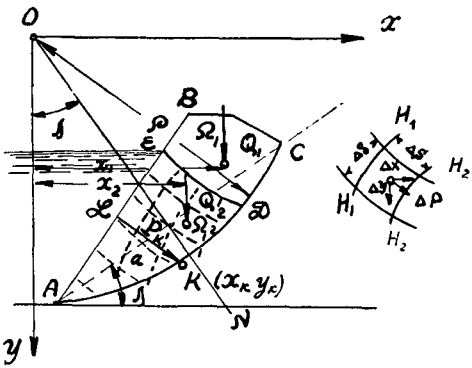


FIGURE 9.

In accordance with the well-known laws of the flow of ground water, the hydrodynamic pressure on each square field is

$$\Delta P = i \cdot \Delta S^2 = \frac{H_1 - H_2}{\Delta S} \Delta S^2 = \Delta H \cdot \Delta S \qquad (11)$$

where ΔH is the difference of potential between two consecutive lines of equal potential.

We can assume that this elementary force is applied to a point at the center of the square, whose coordinates (x_i, y_i) are easily determined

by graphical analysis. The direction of the force ΔP will be halfway between two consecutive stream lines.

Thus, in a very simple, though tedious, manner we can determine all necessary components ΔX_i and ΔY_i of these forces.

Let us now return to equation (1). The sum

$$P_k = \Sigma \Delta H \cdot \Delta S = \Delta H \cdot \Sigma \Delta S \tag{2}$$

when taken along any line of equal flow, from the point of intersection of this line with the surface of the slope at L to the point of its intersection with the sliding surface at K (a point whose coordinates are $x_k y_k$), represents a vector which is equal to the sum of hydrodynamic pressures in two adjoining halves of neighboring strips.

The value of this vector P_k is equal to its length multiplied by the quantity ΔH, constant for a given set of curves.

Thus by measuring all P_k segments and by determining their components X_k and Y_k we obtain all the necessary data for a graphoanalytical solution of the problem.

It is suggested that for the sake of a system all calculations be reduced to tables.

TABLE IV.—*Determination of the sum of the shear forces*

$$\rho \int \tau \, ds = x_o \Sigma Y - y_o \Sigma X$$

No.	Forces	Arm	Moment
	Vertical:		
1	Area $EBCD$ ..... $Y_1 = \gamma \Omega_1$	X_1	$X_1 Y_1$
2	Area $AEDK$ ..... $Y_2 = \Omega_2$	X_2	$X_2 Y_2$
3	Hydrodynamic pressure ..... Y_k	X_k	$X_k Y_k$
4	Horizontal:		
	Hydrodynamic pressure ..... X_k	Y_k	$y_k X_k$

$$\rho \int \tau \, ds = \Sigma x_i Y_i + \Sigma y_i X_i$$

TABLE V.—*Determination of the sum of normal forces*

No.	Forces	Distance	Work
	Vertical:		
1	Area $EBCD$ ..... Y_1	$y_1 = \sqrt{\rho^2 - x_1^2}$	$y_1 Y_1$
2	Area $AEDK$ ..... Y_2	$y_2 = \sqrt{\rho^2 - x_2^2}$	$y_2 Y_2$
M	Hydrodynamic pressure ..... Y_k	Y_k	$y_k Y_k$
	Horizontal:		
	Hydrodynamic pressure ..... X_k	x_k	$x_k X_k$

$$\rho \int n \, ds = \Sigma x_i X_i + \Sigma y_i Y_i$$

NOTE.—In spite of the arguments in §3 of this paper, the writer has expressed the sum of the normal forces $\int n \, ds$ as a scalar. This was done in order to save the time of the engineer performing the analysis, by making it unnecessary for him to determine the resultant and the coordinates of the point of its intersection with the sliding surface. The divergence in the result, caused by this procedure, is negligible, as can be verified by trial calculations.

Having the results of summation of $\int \tau \, ds$ and $\int n \, ds$ from tables IV and V, it is now a simple matter to calculate the general coefficient of stability of the slope for a given sliding surface.

However, for the present case equation (1) of § 4 will have to be somewhat modified.

This equation will now assume the form

$$K=\frac{f[\Sigma x_i X_i+\Sigma y_i Y_i]+c_1\rho S_1+c_2\rho S_2}{\Sigma x_i Y_i+\Sigma y_i X_i} \tag{3}$$

The modification which we have introduced into the equation will be readily understood if we take into consideration the fact that while the angle of internal friction ϕ of a body of soil is independent of the degree of saturation of this soil, the unit force of cohesion varies considerably with it.

In equation (3) different values have been taken for the unit force of cohesion of moist soil (C_2) and that of dry soil (C_1). The lengths of corresponding arcs, as measured from the drawing, have also been taken as different—S_2 and S_1 respectively.

Having determined the coefficient K for a few of the circumferences passing through points A and C, and having plotted the curve of K as a function of ρ we can find the required K_{min}.

The writer has also developed an analytical method of determination of the coefficient K for the case at hand, which is analogous to that described in § 6 of this paper It is impossible to dwell on it within the scope of this paper beyond mentioning that it is somewhat similar to the analysis of the stability of the foundations of earth dams which is given below.

We shall also forego discussing the analysis of downstream slopes of earth dams, which has also been developed by the writer, since it is identical with the one for upstream slopes.

8. Stability Analysis of Foundations of Earth Dams

Let figure 10 represent a cross-section of an earth dam on which a family of stream and potential lines has been plotted. And let it be supposed that in the course of solving the problem it is necessary, as was mentioned in § 5, to find the minimum factor of safety in stability for all sliding arcs passing through points A and C.

There are two methods for solving this problem. One of them is similar to the one discussed in § 7, the other, a more approximate method, is based on the use of an average value of the hydrodynamic pressure.

The first method, though it differs somewhat from the one described in § 7 is, essentially, similar to it. Because of lack of space we shall therefore confine ourselves to the discussion of the second method.

The section we are about to investigate is under the action of the following forces, which are independent of the value of the radius of the sliding surface:

1. Weight of the part of the section above the line of saturation and

$$Q_1=\gamma\Omega_1 \tag{1}$$

2. Weight of that part of the soil which lies below the line of saturation and above the line AC

$$Q_2=(\gamma-1+p)\Omega_2 \tag{2}$$

The notation is identical with that used in § 7.

With A as the origin, draw a set of auxiliary coordinate axes $A\xi$ and $A\eta$ with respect to which the coordinates of the centers of gravity of Ω_1 and Ω_2 will be $(\xi_1\eta_1)$ and $(\xi_2\,\eta_2)$ respectively.

Let l denote the length of the line AC and λ the angle which this line makes with a horizontal line. Similarly to the preceding cases we can now maintain that the centers of curvature of all circular arcs will lie on the line ON perpendicular to and bisecting the line OC. Let one of such arcs have its center at O and let its radius be denoted by ρ. With O as the origin draw the coordinate axis OX and OY with positive direction as shown on the figure.

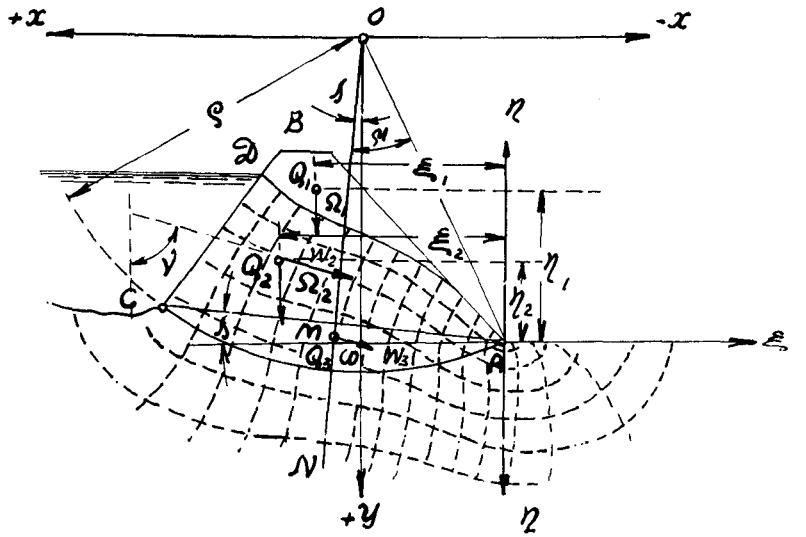


FIGURE 10.

In addition to the vertical loads Q_1 and Q_2, our section will be under the action of a vertical force Q_3 the value of which will vary with the length of the radius ρ. This force will be

$$Q_3=(\gamma-1+p)\omega \tag{3}$$

where ω is the area of the segment AC cut by the arc.

In accordance with §7, the area of this segment is

$$\omega=\rho^2\left[\text{Arc sin}\frac{l}{2\rho}-\frac{l}{2\rho}\sqrt{1-\left(\frac{l}{2\rho}\right)^2}\right] \tag{4}$$

Since the unit weight of soil, when due account is taken of the hydrostatic uplift, is approximately equal to unity, i. e.,

$$(\gamma-1+p)\cong 1$$

we will, for simplicity's sake, assume that

$$Q_1=\gamma\Omega_1 \tag{1'}$$

$$Q_2=\Omega_2\times 1=\Omega_2 \tag{2'}$$

$$Q_3=\omega\times 1=\omega \tag{3'}$$

In addition to the weight of the soil, our section will be acted upon by forces due to the hydrodynamic pressure of water W_2 and W_3.

The value of these forces can be found in the following manner. Let us assume that for the given family of stream and potential lines the mean rate of change of potential is

$$\frac{dH}{d\rho}=i \tag{5}$$

We can, consequently, write that

$$W_2=i\Omega_2 \tag{6}$$

$$W_3=i\omega \tag{7}$$

If the mean direction of the stream lines makes a certain angle ν with the vertical (fig. 10), the components along the axis OX and OY of the forces due to the hydrodynamic pressure will be

$$X_2=i\Omega_2 \sin \nu \tag{8}$$

$$Y_2=i\Omega_2 \cos \nu \tag{9}$$

$$X_3=i\omega \sin \nu \tag{10}$$

$$Y_3=i\omega \cos \nu \tag{11}$$

Thus, the sum of the components of forces along the axis OX and OY and the resultant force R will be

$$\Sigma X=i(\Omega_2+\omega)\sin \nu \tag{12}$$

$$\Sigma Y=\gamma\Omega_1+\Omega_2(1+i\cos \nu)+\omega(1+i\cos \nu) \tag{13}$$

$$R=\sqrt{(\Sigma X)^2+(\Sigma Y)^2} \tag{14}$$

We can now find the coordinates $(x_c\ y_c)$ of the point of application of the resultant force R. Applying the usual laws of statics we find

$$X_c=\frac{\gamma\Omega_1[\xi_1-\rho\sin(\mu-\lambda)]+[1+i\cos \nu][\xi_2-\rho\sin(\mu-\lambda)]\Omega_2+\frac{1+i\cos \nu}{12}\sin \lambda}{\gamma\Omega_1+(1+i\cos \nu)(\Omega_2+\omega)} \tag{15}$$

$$Y_c=\frac{\Omega_2[\rho\cos(\mu-\nu)-\eta_2]+\frac{l^3}{12}\cos \lambda}{\Omega_2+\omega} \tag{16}$$

It should be noted that the coordinates $(x_c\ y_c)$ which we have just determined are not the same as those we dealt with in the preceding sections of the paper.

To determine the latter coordinates (x_0 y_0), those of the point of intersection of the resultant force with the sliding surface, it would be necessary to have recourse to analytical geometry. However, the process would be much simpler and less laborious if we proceed as follows:

It will be noticed that the total shear forces acting on our section along the arc of sliding AC is

$$T=\frac{x_c\Sigma Y+y_c\Sigma X}{\rho} \tag{17}$$

Consequently, the vector of the normal forces, which produce friction forces, is

$$N=\sqrt{R^2-T^2} \tag{18}$$

Therefore, the coefficient of stability of the sliding prism as obtained directly from equation (4) of § 2 will be

$$K=\frac{fN+cS}{T} \tag{19}$$

The writer recommends that in making the analysis the work be carried out in the following order:

Draw the line AC and the auxiliary set of coordinate axes $A\xi$ and $A\eta$. Find the areas Ω_1 and Ω_2, and the coordinates of the centers of gravity of these areas ($\xi_1\eta_1$) and ($\xi_2\eta_2$). Determine the gradient of the potential function for the particular family of stream and potential lines, and the mean angle of slope ν of the stream lines. Assume various values for the radius ρ of the arc of sliding and calculate the components of the forces acting on the section by means of equations (4) to (14).

All calculations should be recorded in the following table:

TABLE VI.—*Forces acting on the section*

ρ	ω	ΣY	ΣX	R	

Knowing the components of the various forces and the points of their application, find, by means of equations (15) and (16) the coordinates of the point of application of the resultant force. The calculation should be recorded in table VII.

TABLE VII.—*Coordinate of the point of application of the resultant force R*

ρ	x_c	y_c

Finally, by means of equations (17)–(18) calculate the value of the coefficients of stability K, and record the calculations in table VIII.

TABLE VIII.—*Coefficient of stability for the foundation of the dam as a function of the radius*

ρ	T	N	S	K

Now, plot the curve $K=f_3(\rho)$ and, similarly to the case described in § 5, find the value of K_{min} for the points A and C.

9. CONCLUSION

Within the scope of this brief paper, the writer has attempted to develop the principles of the analysis of stability of dams, assuming that sliding takes place along surfaces of circular form.

The following general expression is given to obtain the coefficient of stability of earth bodies susceptible to sliding along surfaces of circular form

$$K=\frac{f(x_o\Sigma X+y_o\Sigma Y)+c\rho S}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X}$$

where ΣX and ΣY are the components of the system of forces acting on the section projected on the coordinate axes passing through the center of the circular sliding surface.

x_o, y_o are the coordinates of the point of intersection of the resultant force with the sliding surface:

f is the tangent of the angle of internal friction;

S is the length of the arc which represents the projection of the sliding surface in the plane of the drawing;

ρ is the radius of the above arc, and

C is the unit cohesion force of the soil.

By means of this formula it is possible to determine the minimum coefficient of stability of earth bodies in all practical cases where it is necessary to determine this coefficient.

SUMMARY

This paper is a presentation of the principles involved in the study of the stability of earth dams, under the assumption that sliding takes place along cylindrical surfaces with circular sections.

General values for the coefficient of earth stability are given in relation to the component forces acting on the sliding section.

However, in contrast to the methods advocated by Hultin, Krey, Fellenius, and Terzaghi, who solve this problem by the grapho-analytical integration method, and who thereby obtain the total normal strain acting on the sliding surfaces in the form of a scalar, the author proposes to express this force in the form of a vector.

It is up to experimental research to determine which of these two interpretations is the best.

However, in the usual practical cases, the differences between friction forces obtained by these two methods is so small that, even if this author's interpretation should prove to be erroneous by experiment, the extreme simplicity of his method and the possibilities which it presents for a general solution would still render its use advantageous.

A formula is given to establish a minimum coefficient of stability in all cases where this determination is necessary.

However, because of the special questions to be discussed at the Congress, the analytical processes have been submitted for only the following cases:

1. Dry slopes of arbitrary form subjected to the action of an arbitrary system of forces.
2. The upstream and downstream slopes of earth dams subjected to the action of an arbitrary system of forces, including the hydrodynamic pressure of water.
3. Foundations of earth dams subjected to the same loading conditions as in 2.

The paper also includes a description of the procedure to be used in solving any given case encountered in practice.

RESUME

L'auteur a essayé d'exposer les principes de l'étude de la stabilité des barrages en terre en admettant que le glissement se produit suivant des surfaces de forme cylindrique à section circulaire.

Il donne des expressions générales du coefficient de stabilité des terres en fonction des composantes de forces agissant sur la section de glissement.

En outre, contrairement aux méthodes proposées par Hultin, Krey, Fellenius et Terzaghi, qui solutionnent le problème par intégration grapho-analytique, et qui, en fait, obtiennent le force normale totale agissant sur la surface du glissement sous la forme d'une scalaire, l'auteur suggère l'idée d'exprimer cette force sous forme de vecteur.

C'est à la recherche expérimentale qu'il faut s'adresser pour savoir laquelle de ces deux interprétations est la meilleure.

Cependant, dans les cas habituels de la pratique, la différence entre les forces de frottement obtenues par ces deux méthodes est si petite que, même si l'expérience prouvait que l'interprétation de l'auteur est erronée, l'extrême simplicité de sa méthode et la possibilité qu'elle donne d'obtenir une solution générale, font qu'il existerait encore des avantages à l'employer.

On a obtenu l'expression générale suivante pour le coefficient de stabilité des masses de terre glissant le long de surfaces cylindriques à section circulaire

$$K=\frac{f(x_o\Sigma X+y_o\Sigma Y)+c\rho S}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X}$$

dans laquelle ΣX et ΣY sont les composantes du système des forces agissant sur la section projetée sur les axes de coordonnées passant par le centre de la surface de glissement, x_o et y_o sont les coordonnées du point d'intersection de la résultante avec la surface de glissement,

f est la tangent de l'angle de frottement interne,

S est la longueur de l'arc qui représente la projection de la surface de glissement dans le plan du dessin,

ρ est le rayon de l'arc ci-dessus,

c est la force de cohésion spécifique du sol.

Cette formule permet de déterminer le coefficient minimum de stabilité des sols dans tous les cas pratiques où cette détermination est nécessaire.

Cependant, en raison des questions spéciales à discuter au Congrès, l'auteur s'est borné à présenter les procédés d'analyse dans les cas ci-après:

(1) Talus secs de forme arbitraire, soumis à l'action d'un système arbitraire de forces.

(2) Talus aval et amont de barrages en terre soumis à l'action d'un système arbitraire de forces y compris la pression hydrostatique de l'eau.

(3) Fondations de barrages en terre soumises aux mêmes conditions que dans (2).

Le rapport contient aussi une description du procédé à employer pour résoudre tout cas rencontré dans la pratique.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen dieser kurzgefassten Arbeit versuchte der Verfasser die Grundlagen der Berechnung der Erddämme auf ihre Stabilität zu entwickeln, unter der Voraussetzung des Rutschens der Erdmassen auf zylindrischen Oberflächen.

In dieser Abhandlung werden allgemeine Werte für die Stabilitäts-Koeffizienten der Erdmassen als Funktionen von Kraftkomponenten, die auf die Gleitfläche wirken, gegeben. Dabei wird im Unterschied zu den von Swen Gulten, Kreem, Fellenius und Terzaghi vorgeschlagenen Methoden, die dieselbe Aufgabe durch unmittelbares Integrieren (nach graphisch-analytischem Verfahren) lösen und somit die Summe der Normalkräfte, die auf die Gleitoberfläche wirken, in Form von einer Skalar erhalten, nach der vom Verfasser vorgeschlagenen Methode die Summe der Kräfte in Form eines Vektors zum Ausdruck gebracht.

Die Frage, welche von diesen Auffassungen die richtige ist, muss durch experimentelle Prüfung gelöst werden.

Aber für die gewöhnlichen Fälle der Praxis wird der Unterschied zwischen den nach beiden Methoden erhaltenen Summenwerten der Reibungskräfte derart klein ausfallen, dass sogar in dem Falle, wenn die Experimentalarbeiten die Auffassung des Verfassers nicht rechtfertigen würden, trotzdem die ausserordentlichen Vereinfachungen bei der Lösung der Aufgabe nach dem vom Verfasser vorgeschlagenen Verfahren einen wesentlichen Vorteil bieten.

In der Abhandlung wird der allgemeine Wert für den Stabilitäts-Koeffizienten für Abgleiten der Erdmassen auf zylindrischer Oberfläche in Form der folgenden Formel gegeben:

$$K=\frac{f(x_o\Sigma X+y_o\Sigma Y)+c\rho S}{x_o\Sigma Y-y_o\Sigma X}$$

owbei ΣX und ΣY Komponenten der Systeme von Kräften darstellen, welche auf die Gleitflächen wirken und auf die Koordinatenachsen projiziert sind, die durch das Zentrum der zylindrischen Gleitoberfläche hindurchgehen.

x_o, y_o=Koordinaten der Durchschnittspunkte der Resultierenden mit der Gleitoberfläche.

f=Tangente (tangens) des Winkels der Innenreibung des Baugrundes.

c=spezifische Kohäsions-Kraft des Baugrundes.

S=Bogenlänge der in Betracht gezogenen Gleitoberfläche.

ρ=Radius des Bogens der Gleitoberfläche.

Mit Hilfe dieser Formel kann die minimale Stabilität der Erdmassen für alle Fälle der Praxis, wo derartige Fragen zu lösen sind, festgestellt werden. Aber entsprechend dem Diskussionsstoffe des Kongresses gibt der Autor in dieser Schrift nur den Gang der Berechnungen für folgende Fälle:

(1) Trockene Böschung mit beliebigem Lastensystem und von beliebiger Form.

(2) Obere und untere Böschungen des Erdwehrs mit Berücksichtigung des Einflusses des hydrodynamischen Wasserdruckes.

(3) Fundament des Erddammes unter denselben Bedingungen.

Ausserdem werden in dieser Abhandlung Angaben über die Art und Weise der Lösung der Frage für jeden beliebigen praktischen Fall gegeben.

RESUMEN

En esta memoria se presentan los principios del estudio de la estabilidad de las presas de tierra, admitiendo que el deslizamiento se produce siguiendo las superficies de forma cilíndrica con secciones circulares.

Se dan los valores generales del coeficiente de estabilidad de las tierras en función de los componentes de las fuerzas que actúan sobre la sección de deslizamiento.

Sin embargo, en contraste con los métodos propuestos por Hultin, Krey, Fellenius y Terzaghi, que solucionan el problema por la integración grafo-analítica, y que por lo tanto, obtienen la fuerza normal total actuando en la superficie de deslizamiento bajo la forma de una "escalera", el autor sugiere la idea de expresar esta fuerza en la forma de vector.

Habrá que determinar por medio de la investigación experimental cual de estas dos interpretaciones es la mejor.

Sin embargo, en los casos prácticos corrientes la diferencia entre las fuerzas de frotamiento obtenidas por los dos métodos es tan pequeña que, aun si la experiencia prueba que el autor, está equivocado, la extrema sencillez de su método y la posibilidad que ofrece para una solución general hacen que existan ventajas en emplearlo.

Se da una fórmula para establecer un coeficiente mínimo de estabilidad en todos los casos en que esta determinación es necesaria.

Sin embargo como las cuestiones especiales han de discutirse en el Congreso, el autor se limita a presentar los procesos de análisis en los casos siguientes:

(1) Taludes secos de forma arbitraria, sometidos a la acción de un sistema arbitrario de fuerzas.

(2) Taludes aguas abajo y aguas arriba de las presas de tierra sometidos a la acción de un sistema arbitrario de fuerzas, incluyendo la presión hidrostática del agua.

(3) Fundaciones de las presas de tierra sometidas a las mismas condiciones que en (2).

La memoria contiene también una descripción del proceso que ha de emplearse para resolver todo caso que se presente en la práctica.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

SESSION OFFICERS

Service de la Séance—Sitzungspräsidium—Personal Directivo de la Sesión

BRIG. GEN. G. B. PILLSBURY, Assistant Chief of Engineers, U. S. Army, Washington, United States, *Chairman.*

Mr. NICHOLAS G. GEDYE, Consulting Civil Engineer, London, Great Britain, *Associate Chairman.*

MR. WILLIAM P. CREAGER, Consulting Hydraulic Engineer, Buffalo, N. Y., United States, *General Reporter.*

SPEAKERS

Orateurs—Redner—Oradores

MR. NICHOLAS G. GEDYE, Consulting Civil Engineer, London	GREAT BRITAIN
M. JEAN FRONTARD, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Bar le Duc	FRANCE
LT. BROR FELLENIUS, Civil Engineer, Harbour Board, Göteborg	SWEDEN
MR. RICARDO FENNER, Engineer, Department of Mines and Petroleum, Ministry of Fomento, Santiago	CHILE
M. ARMAND MAYER, Ingénieur au Corps des Mines, Paris	FRANCE
DR. JOHN H. A. BRAHTZ, Engineer, U. S. Bureau of Reclamation, Denver	UNITED STATES
MR. FRED L. PLUMMER, Professor of Structural Engineering, Case School of Applied Science, Cleveland	UNITED STATES
SR. F. SATURNINO DE BRITO FILHO, Engineer, Rio de Janeiro	BRAZIL
MR. P. P. LAUPMAN, Civil Engineer, Leningrad	U. S. S. R.

GEDYE *Great Britain*

In Great Britain we have a large number of earth dams, many more than those of concrete or of masonry. A few of these earth dams are of considerable height. There is an ample quantity of suitable material available for earth-dam construction in most parts of the country; but it is not a homogeneous material. In fact almost all of the material used for earth dams is a very mixed lot. Selection is of course practiced and the best of the material is disposed in the appropriate position. Now, nearly all the papers which we have to consider here contain intricate mathematical solutions, or tentative solutions, of the problem of stability, and these solutions assume a homogeneous material. I do not think such exact mathematical treatment of the problem is practicable under the conditions which we find in England and, I believe, in some other countries. I would like, therefore, to raise this question: Do builders of dams normally find materials so entirely homogeneous that they are susceptible of elaborate mathematical treatment without risk of errors of such magnitude as to detract seriously from the value of the conclusions reached? I suggest that further light upon this question would be helpful.

FRONTARD *France*

Parmi les sujets que nous a suggeré le savant rapport de M. Creager, celui qui présente, je crois, l'importance la plus vitale est celui de la recherche du coefficient de sécurité qui doit être considéré comme nécessaire dans ses applications à la stabilité des talus des barrages en terre.

Lorsqu'un corps solide est soumis à des efforts à deux ou trois dimensions, la définition du coefficient de sécurité ne peut qu'être beaucoup moins précise que dans le cas des efforts linéaires, pour lequel il consiste simplement à effectuer la proportion de l'effort exigible avec l'effort réel. Le mieux, dans le cas des efforts à deux ou trois dimensions, serait de se reporter au mode de représentation de Mohr, et de situer le cercle représentatif des efforts autour du point le plus critique dans la région où l'équilibre est à sauvegarder, c'est-à-dire le pied de talus. Dès lors on ne pourra appeler coefficient de sécurité, par exemple, les rapports entre A et a,[1] ou bien encore suivant l'état du rapport de B sur b, ou bien encore toute autre combinaison caractérisant le plus opportunément la petitesse du cercle de Mohr représentatif des efforts et son degré d'éloignement par rapport aux branches de la courbe de Mohr.

Dans le cas spécial de l'équilibre d'un talus plan, il est sans doute plus expédient de définir le coefficient de sécurité en se servant de la notion des hauteurs dangereuses. Si l'on considère un talus de hauteur h et d'inclinaison i, deux coefficients de sécurité peuvent avantageusement être adoptés, soit en confrontant h avec la hauteur maxima H susceptible d'être atteint sans effondrement du talus avec la même inclinaison i, soit en confrontant l'inclinaison i avec l'inclinaison maxima I susceptible d'être atteinte sans accident pour un talus de même hauteur h. On pourrait imaginer bien d'autres coefficients encore.

Ainsi que l'a dit M. Creager, il conviendra d'adopter dans la pratique des coefficients de sécurité notablement différents suivants que la

[1] Voyez *D30*.

détermination des hauteurs dangereuses a été faite soit par la méthode française, soit par la méthode suédoise. M. Fellenius indique avec une grande franchise dans son très intéressant rapport [2] que la méthode suédoise ne vise qu'à donner un ordre de grandeur des phénomènes. Je ne peux pas personnellement déployer autant de modestie, car je crois être arrivé à des résultats mathématiques exacts, mais dans leur ensemble les deux méthodes peuvent se compléter mutuellement, et il est utile d'en faire une synthèse. Je réaliserai celle-ci en quelques mots.

1. Qu'il existe pour chaque valeur de l'inclinaison i d'un talus, non pas une seule valeur immuable de la hauteur dangereuse, mais bien une série de possibilités de hauteurs dangereuses, dépendant essentiellement du régime sous lequel se propage de proche en proche la rupture d'un élément à un autre, jusqu'à l'effondrement du talus.

2. Que le régime le plus dangereus, c'est à-dire celui donnant lieu à la valeur la plus faible de la hauteur dangereuse, est celui où l'état d'équilibre, dit de Rankine, est supposé exister au voisinage de chaque élément sur le point d'être atteint par la rupture.

3. Que les régimes différents de celui de Rankine donnent lieu à des valeurs de la hauteur dangereuse plus considérables, mais encore limitées à un maximum déterminé.

4. Que les formules et les barèmes et graphiques destinés aux praticiens doivent dès lors donner pour chaque inclinaison i d'un talus constitué au moyen d'une terre déterminée, non pas une seule valeur de la hauteur limité h, mais bien deux valeurs extrêmes; l'une, qui est la hauteur simplement dangereuse, H, que l'on ne peut pas dépasser sans courir un certain risque de glissement, bien que ce risque ne soit pas une certitude, et ensuite, la hauteur que j'appellerai catastrophique, où il n'y a pas seulement risque d'accident, mais certitude d'accident.

Dès lors, tout doit s'éclairer, et l'accord doit se réaliser sur les constatations ci-après.

La formule que j'ai établie, en 1911 et 1922, donnait les chiffres de hauteur simplement dangereuse. Celle que je lui adjointe dans mon nouveau rapport [3] au présent Congrès donne, au regard de chacune, les hauteurs catastrophiques correspondantes, qui ne leur sont identiques que dans le seul cas particulier des talus verticaux, et qui sont sensiblement plus élevées pour les talus d'inclinaison moindre.

Les résultats basés sur la notion des courbes de glissement circulaires, donnent, pour les talus voisins de la verticale, des hauteurs sensiblement doubles des chiffres que j'appelle catastrophiques. L'écart s'atténue pour les talus moins inclinés, de sorte que, au-dessous d'une inclinaison de 45° environ, ils donnent les chiffres catastrophiques eux-mêmes.

Il me semble que l'accord peut s'établir sur ces bases, et que les valeurs relatives des coefficients de sécurité pourront être réglés en conséquence suivant que l'on adoptera les méthodes françaises ou suédoises de détermination des hauteurs simplement dangereuses, ou devenant catastrophiques. Personnellement, j'estime qu'un coefficient de sécurité de 1,25 ou 1,30 doit suffire dans l'application de la

[2] *D48.*
[3] *D30.*

méthode de calcul, du moment qu'on applique la formule des hauteurs simplement dangereuses basée sur l'état d'équilibre de Rankine. L'adoption de coefficients de sécurité un peu plus élevés, ou notablement plus élevés, deviendra nécessaire, du moment que l'on adoptera la formule de hauteur donnant les chiffres catastrophiques.

FELLENIUS
Sweden

The stability of an earth dam depends not only on the stability of its slope, but also on the stability of the structure as a whole when submitted to water pressure and to seepage. (See the two calculations shown graphically on pages 456 and 457 of my report D 48). It must also be made clear how the factor of safety, S, is to be calculated. I think that we must abandon the older method by which $S=\frac{\text{passive forces}}{\text{active forces}}$ and use the newer method by which $S=\frac{\text{existing strength}}{\text{required strength}}$. The values of the factors in the two cases are very different. When on page 459 of my report [4] I said that it is desirable to use a factor of safety of 1.5 when test results are uncertain, but that the factor might be 1.2 in cases where there is reason to regard the test results as accurate and decisive, I thereby assumed that these values were being applied to the "most dangerous sliding surface" and to tests on undisturbed samples of the soil. It is possible that one might by mathematical analysis decrease the values of the required factors of safety, but this would depend upon so many circumstances that I am not prepared to agree to it as a general rule.

It must be remembered that the method of the circular-cylindrical sliding surface is a hypothetical method only; that in this method all the internal work, that is, the deformations of the sliding prism itself, is neglected; and that the circular-cylindrical sliding surface is the only one—except the plane—for which no deformations of the sliding prism are to be assumed. With all other sliding surfaces (except the plane) one part of the active forces is used up in the work of internal deformation.

One may ask whether the determination of existing strength from laboratory shearing tests is to be based on observed limit of proportionality or on ultimate rupture. I prefer the former, with which additional safety is gained due to the fact that completely undisturbed samples of soil are seldom available. As to the comparison made by M. Frontard between the French and the Swedish methods, I would merely say that it is only in the case of very steep slopes that the two methods substantially differ. It is not a fault of the method; the only difference is that the Swedish method makes the hypothetical assumption that the cohesion is the same along the whole sliding surface.

I also wish to call attention to the approximate formula (8) on page 449 of my report:

$$Pa \cong (ks+fP)r$$

After completion of the report, it was found that this approximate formula always gives somewhat greater safety than the more exact but much more time-consuming graphical calculation.

[4] *D48.*

FENNER *Chile* El hundimiento mencionado por el Sr. Gilboy en su trabajo[5] "Stability of Embankment Foundations" me sugiere la observación que el medio plástico sobre el cual fué construída la estructura sufrió una deformación superior a la admitida por la ley de Hooke, por lo cual las deducciones a las cuales arriba el Sr. Gilboy, basadas en la teoría de la elasticidad, pueden no ser del todo exactas. En efecto, la proporcionalidad entre fatigas y deformaciones en los medios plásticos, medios exentos de cohesión pero dotados de rozamiento, sólo puede subsistir mientras la fatiga de cizalle o fatiga tangencial máxima, no supere al rozamiento resistente del medio, o sea al valor arrojado por el producto de la presión normal y del coeficiente de rozamiento del medio en estudio. Una vez que la fatiga de cizalle supera al producto mencionado, el medio se comportará como un líquido dotado de alta viscosidad, y las presiones que definirán en último término el equilibrio de la obra en construcción quedarán fijadas por leyes que difieren circunstancialmente, según he podido constatar, de las leyes deducidas mediante la teoría de la elasticidad. En efecto, tomando constantemente en consideración que la relación de las fatigas principales no puede exceder de un límite perfectamente determinado por el coeficiente de rozamiento del medio y haciendo uso del análisis infinitesimal es posible demostrar que si la construcción resiste fatigas de tracción (concreto armado, por ejemplo) y siempre que las presiones engendradas por la construcción sean suficientemente grandes para poder despreciar el peso propio del medio plástico y su cohesión, la variación máxima de la presión queda satisfecha por una ley exponencial, ley absolutamente distinta a aquella deducida mediante la teoría de la elasticidad.

MAYER *France* In his general report Mr. Creager suggests for discussion the determination of the factor of safety to be used in computing the stability of the slope of an earth dam. The suggestion should go one step further and indicate more precisely the conditions under which the slopes of the dam are assumed to be stable. I refer particularly to the determination of stability of dams in the special case of rapid lowering of the water level. In the surveys which our soils laboratory made of the French dams in which slides had occurred, we found, without exception, that all had happened after a rapid lowering of the water level, and that the slide always affected the water side of the dam. The fact that all accidents to French earth dams during the last 50 years have followed the lowering of the water level is, in my opinion, adequate proof that the factor of safety of a dam when the reservoir is full no longer applies when the reservoir has just been emptied.

My report to this Congress[6] deals with this particular case of stability. In the computations the methods of Fellenius, Frontard, Caquot, and others were applied to the dams where failures had occurred. Computations by all of these methods gave results which were more than fifty percent in error; that is to say, that a dam which, computed by these methods, should have been stable up to forty meters high, had failed, after a rapid lowering of the water level, when its height was only fifteen meters. This was true of four of them. It seems to me, therefore, that the different authors should

[5] *D59.*
[6] *D47.*

be asked to start their calculations over again taking into account the stresses produced or brought into play when the water level in the reservoir is rapidly lowered, and that this recomputation is the first thing to be done if we wish to discuss effectively the safety factor to be applied with any method.

You probably know that at the preceding Congress the different national committees were invited to make a survey of the earth dams of their countries and to have the characteristics of the material determined by laboratory tests. This has not, in general, been done. I propose therefore, that this session submit to the Commission the following proposal: Considering that it is of great interest to know what methods of computing the stability of earth dams give the closest results for determining the factor of safety to be applied in individual cases, the Second Congress on Large Dams requests the Commission to undertake a general survey of all important earth dams where slides have occurred, and to have the stability of these dams computed from the experimental data by the several authors presenting reports to this Congress, the results to be presented at the next Congress as a possible means of determining the factor of safety to apply in computations of stability.

BRAHTZ
United States

The safety factor at a point of an earth structure may well be defined as the available shear divided by the existing shear, or $\frac{\tau_a}{\tau}$. Assume figure 1 to represent the critical plane at a point of the structure. The available shear may be expressed as follows:

$$\tau_a = c + [\sigma - p\ (1-a)\ ] \tan \phi \sim c + (\sigma - p) \tan \phi$$

where c=cohesion,
tan ϕ=coefficient of friction, and
a=specific contact area ($\sim$ *zero*).
all of which are to be determined experimentally; and where
σ=mean normal stress,
τ=mean shear stress, and
p=pore pressure;
each to be determined analytically or experimentally.

Each of the items involved in the safety factor will now be discussed separately.

1. The specific contact area "a" has been found by Terzaghi and other experimenters and no doubt its value is practically *zero*.

2. The normal stress σ and the shear stress τ can be obtained analytically on the safe side with reasonable accuracy, as shown for instance in paper D58.

3. The pore pressure p is more difficult to obtain and generally must be determined for certain critical cases of steady percolation through the dam and the foundation, for instance as shown in "Communication" C18. The steady states are usually safe to consider for points far from the upstream face, or if a quickly draining rock blanket is placed on the upstream slope. In dams having impervious material in the upstream face, and if air is trapped in the voids adjacent to the upstream face, the steady state of percolation means

very little. Therefore, it is recommended always to have some system of drainage here, preferably a rock wedge-shaped blanket of adequate thickness.

4. The cohesion c and the coefficient of friction tan ϕ are generally determined by the laboratory sliding test. These tests are no doubt very reliable for fast soils, i. e. soils having a high percolation factor, but in my opinion fail to give even approximate results for saturated slow materials like clay. The usual method of performing the test is to tamp the material into boxes and then slide these over one another. The friction S is plotted against the normal forces N per unit area, and tan ϕ and c are obtained graphically (fig. 2). The trouble is that in slow materials the water cannot escape, consequently a heavy pore pressure may be built up which will reduce the contact pressures between particles. This means that the apparent angle ϕ becomes too small; and that c, which is obtained by extrapolation, becomes too large. If air is trapped in the voids of the sample the conditions are still worse and the results still more misleading because it takes a longer time for the pore pressures to become zero, on account of the fact that each little air bubble acts as a pressure reservoir, calling for a considerable displacement of liquid before the pore pressures can become equalized. Erratic results are often obtained due to changes in temperature.

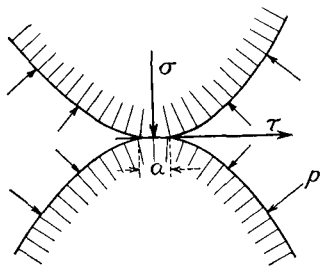


FIGURE 1.

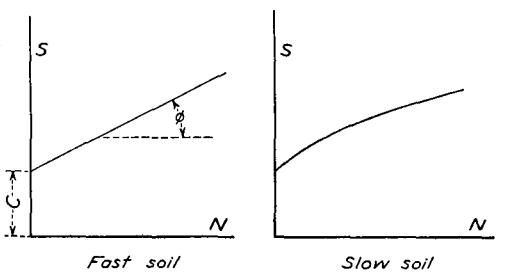


FIGURE 2.

Theoretical studies have been made on compressible fluid flow at the United States Bureau of Reclamation. The differential equation governing this type of viscous flow in homogeneous materials is:

$$\Delta^2 p = m \frac{\delta p}{\delta t}$$

where

p=pore pressure;
t=time; and
m=constant depending on the percolation factor and the compressibility of the fluid.

This equation has been solved for several practical conditions, and the results have proved of great importance in the upstream face of an impervious dam with rapidly fluctuating reservoir level. It has accounted for several cases of sloughing with a too-rapid draw-down.

The time flow through a cylinder-shaped granular mass with a certain amount of trapped air has been solved, and an apparatus has

been constructed to determine the constant m for various soils. With m known, it is hoped to be able to correct for the pore pressures existing in a sample during the shear test. If this procedure fails, it is recommended that the cohesion be ignored and that tan ϕ be determined merely as the natural slope of moist soil. In case p, c, and tan ϕ can be determined accurately, it is my present opinion that the critical safety factor in a dam analyzed by the point method, as given in my paper D58, should be 1.1.

Several studies have been made at the United States Bureau of Reclamation on the correlation of safety factors obtained by the circle analysis and the point analysis, and the correspondence seems to be:

Circle analysis 1.35.
Point analysis 1.00.

However, due to the fact that the horizontal stresses are to some extent neglected in the circle analysis, complete correlation cannot be expected.

PLUMMER
United States

When engineers are asked to design a structure, they first attempt to predict as accurately as possible, the stresses and strains which will occur in the completed structure and in its foundations. If the material is variable in character, tests are devised and used to determine its critical properties. The design is then completed by so proportioning the several parts of the structure that no one of them, or its support, will be required to resist stresses greater than those which the physical tests show to be safe. Although soils vary widely in physical performance, soil tests have now been developed which make it possible to predict the probable physical performance of a particular soil with a reasonable degree of accuracy, and to estimate stresses and strains which will exist in such structures and in the underlying foundation materials.

It is also possible to study the distribution of stresses by the use of photoelastic models. The speaker in his research studies has found that gelatin is the only material suitable for such models, which has a stress-optical constant sufficiently high so that one may observe stresses in the model due to its own weight. It is, therefore, especially valuable for studies where stresses due to body forces are important, as in dams, embankments and foundation soil masses. The material consists of 5 to 30 percent by weight of a finely ground gelatin added to pure cold water. After soaking for about 30 minutes the mixture is heated for about an hour in a water bath of about 150° F. It is then poured into a mold, standard calibration blocks being poured at the same time. The model is removed from the mold in 12 hours and is tested at 18 to 24 hours after the dry gelatin was added to the cold water. Extensive tests have been made to determine the variation of the physical and stress-optical properties of the gelatin with the age of the specimen, with the percent of concentration, with character of the stress, and with variations in the technic of making and testing the models. A series of tests is now being conducted to study plastic flow effects in this material. It is hoped that the results of these studies may soon be published. Gelatin does not perfectly

simulate soil or any other construction material. The physical performance of models made of this material will not, therefore, exactly reproduce that of actual structures made of other materials. It is believed, however, that the stresses observed in these models agree with those existing in the actual structures as closely, and probably more closely, than those obtained by any theoretical method of analysis now available.

DE BRITO FILHO *Brazil*

Les données qui résultent du Premier Congrès permettent de se faire une idée des matériaux aptes à être employés pour la construction des barrages en terre. Les rapports du présent Congrès exposent des méthodes de calcul. Ce dont on a besoin maintenant, c'est l'expérience à l'échelle naturelle. Cette expérience tranchera les controverses en décidant si le calcul des barrages en terre doit se ranger du côté des méthodes mathématiques ou, au contraire, suivre les méthodes dont Coulomb a ouvert la voie et que plusieurs congressistes ont envisagées sous des points de vue nouveaux. Si l'on installe des dispositifs piézométriques au sein des remblais, réliés à des enregistreurs extérieurs, comme l'a recommandé le Premier Congrès, cela permettra de connaître les pressions pendant les diverses phases de remplissage du réservoir. L'expérience proposée permettra de dresser des profils à essayer, en établissant dans ces profils les lignes théoriques de saturation prévues par des méthodes diverses; et elle permettra aussi peut-être de dire un mot au sujet de l'action des forces capillaires et de l'influence de ces forces sur la limite de sûreté a adopter, malgré la grande utilité des essais sur modèles, car ceux-ci ne peuvent pas donner le dernier mot.

J'avais préparé pour ce Congrès un court rapport[6] duquel je ferai distribuer aujourd'hui des copies miméographiées. Ce rapport indique les 24 barrages construits de 1930 à 1936 dans la région nord-est du Brésil, parmi lesquels sont quelques barrages en terre ayant jusqu'à 32 mètres de hauteur et un barrage mixte de 45 mètres. Ce programme, envisageant des grands barrages en terre comme ceux de Curema, Taipic, Mãe d'Agua, etc., sera poursuivi au Brésil parce que la nouvelle constitution brésilienne (1934) a établi dans son article 177 qu'on réserverait, pour la défense du Nord-Est contre la sécheresse 4 pour-cent de la recette non-spécifiée.

Autorisé par la "Inspectoria Federal de Obras Contra as Seccas", je viens déclarer au Congrès que ce grand champ de construction de barrages peut être utilisé pour commencer des expériences directes. Il est probable que d'autres pays pourront offrir aussi à la Commission des chantiers pour de telles expériences; et que grâce à toutes ces expériences, on pourra répondre à la plupart des questions posées par M. Creager dans son rapport général.

Je propose donc au Congrès qu'il adopte une directive à ce sujet dans les termes suivants:

1. Que la Commission Internationale des Grands Barrages profite des offres des départements gouvernementaux ou des entreprises privées construisant de grands barrages, pour mettre à l'essai les méthodes de calcul des barrages en terre.

[6] *C26.*

2. Que la Commission (ou une sous-commission) dresse le programme technique à suivre dans chacun des projets à essayer, en comprenant la compilation des données préliminaires et les essais jugés nécessaires.

3. Que les résultats soient contrôlés par la Commission, laquelle indiquera aux sections intéressées les appareils qu'elles doivent se procurer.

Les fonds pour la réalisation de ce programme ne seront pas très importants, parce que tous les appareils et tous les ingénieurs doivent être fournis par les sections qui construisent les barrages.

LAUPMAN *U. S. S. R.* Die grosse Bedeutung des Sickerwasserstromes für die Stabilität und Lebensdauer von Erddämmen ist in der U. S. S. R. frühzeitig erkannt worden. Sowohl die theoretischen Untersuchungen als auch die Experimentalforschung weisen darauf hin, dass nicht die Wassermenge die entscheidende Rolle spielt, sondern Form und Charakter des Sickerwasserstromes. So hängen Grösse und Richtung der räumlich verteilten Kräfte des Sickerwasserstromes nur von dessen Gradienten und Richtung ab, und nicht von der Wassergeschwindigkeit und -Menge. Grundbruch und Auswaschung können bei mangelhafter Konstruktion auch bei sehr geringen Sickerwassermengen entstehen. Von dieser Erkenntnis ausgehend, geht in der U. S. S. R. der Wahl des Querschnittes eines Erddammes ein eingehendes Studium des Sickerwasserstromes bei verschiedener Struktur des Querschnittes voraus. Bei diesen Studien benutzen wir meist eine Methode für hydrodynamische Analogie, welche eine schnelle und billige Durchführung der nötigen Versuche am Arbeitstisch ermöglicht. Sowohl bei der Ausarbeitung des Projektes als auch bei der Bauausführung muss der richtigen Ausgestaltung der das Sickerwasser ableitenden Einrichtungen grösste Aufmerksamkeit geschenkt werden. Sie müssen reichlich gross sein und zum Schutz gegen Durchfrieren entsprechend tief in den Boden eingelassen und überdeckt werden. Der Übergang von dem Erdkörper des Dammes zu dem Steinschüttungsprisma muss durch einen richtig abgestuften, mehrschichtigen Filter bewerkstelligt werden, der das Auswaschen von Zellstoffen aus dem Dammkörper verhindern soll. Massnahmen zur Verringerung der Sickerwassermengen finden selbstverständlich den örtlichen Verhältnissen entsprechende Anwendung: doch fällt ihnen nicht die für die Lebensfähigkeit des Dammes entscheidende Rolle zu, wie z. B. der richtigen Ausbildung der Luftseite des Dammes.

Von diesem Grundgedanken ausgehend ist in der U. S. S. R. ein Verfahren zur Ausführung von Erddämmen ausgearbeitet worden, das auf die Verwendung von Fangedämmen verzichtet. Nach Fertigstellung des Schützenwehres und nach Abdeckung des Flussbettes mit Kies und Schotter, welche Filterschichten bilden, wird ins fliessende Wasser ein allmählich anwachsendes Steinprisma geschüttet. Bei fortschreitender Querschnittverringerung des Prismas wird das Wasser in die Schützenöffnungen gedrängt. Das Steinschüttungsprisma nimmt unter dem Einfluss des überströmenden Wassers eine ausgebreitete Form an und wird solange geschüttet, bis sein Kamm aus dem Wasser herausragt. Jetzt wird das Steinschüttungsprisma in seinem ganzen Profil ausgeschüttet und an der Wasserseite mittels Filterschichten abgedeckt.

Während der letzten Jahre sind in der U. S. S. R. mehrere Dämme nach dieser Methode mit Erfolg gebaut worden. Der letzte in dieser Weise erbaute Damm liegt nördlich des Polarkreises und hat einen Stau von ungefähr 20 Meter bei einer Hochwassermenge von ungefähr 4 000 m^3 in der Sekunde. Der Damm ist auf einer mächtigen Schicht feinen Sandes mit dünnen Kiesschichten gegründet und musste unter schwierigen Verhältnissen verschiedener Wasserstände ausgeführt werden. Diese Dämme haben bereits ihre Anwendbarkeit bewiesen, da sie gerade während der Bauausführung die grössten Prüfungen zu bestehen hatten. So hat z. B. der Tuloma-Damm beim ersten Hochwasser einen Stau von acht Meter überstanden; dabei waren zu dieser Zeit nur das im Winter geschüttete Steinprisma, die Filterschicht und eine sehr geringe Erdanschüttung vorhanden.

SUMMARY OF DISCUSSION

Mr. Gedye (Great Britain) points out that mathematical solutions of the stability of earth dams assume a homogeneous material, and he questions the validity of a solution based upon an assumption so frequently incorrect.

M. Frontard (France) emphasizes the importance of the selection of the factor of safety; refers to the various relations by which such factor may be determined; and points out the convenience of defining the factor in terms of dangerous heights.

Professor Fellenius (Sweden) discusses the defects of the assumption of a circular-cylindrical sliding surface; recommends that the factor of safety be considered as the ratio of existing strength to required strength; and proposes a method for determining existing strength.

Sr. Fenner (Chile) questions the validity of the general application of the theory of elasticity to plastic materials, such as an earth dam, which have friction but no cohesion.

M. Mayer (France) suggests that discussions of the factor of safety of an earth dam should specify the conditions under which the slopes are assumed to be stable, and calls attention to the marked effect on stability of rapid lowering of the water level behind the dam.

Dr. Brahtz (United States) discusses the mathematical relations between the several items which enter into a determination of the factor of safety.

Mr. Plummer (United States) discusses the use of photoelastic models made of gelatin, the characteristics of this material, and the method of preparation of the models.

Sr. de Brito filho (Brazil) points out that reports submitted to the Second Congress set forth methods of calculation and that what is now needed is full-scale experimentation. He recommends investigation of earth dams already built and those under construction to determine the accuracy of methods of calculation and of tests on models.

Mr. Laupman discusses the effect of percolating water on the stability of earth dams, and the means to be employed for limiting percolation and avoiding damage. He also describes a method developed in the U. S. S. R. of constructing earth and rock-fill dams in running water without coffer dams.

RESUME DE LA DISCUSSION

M. Gedye (Grande-Bretagne) fait remarquer que les solutions mathématiques de la stabilité des barrages en terre supposent un matériau homogène, et il exprime des doutes quant à la valeur d'une solution basée sur une supposition si souvent erronée.

M. Frontard (France) insiste sur l'importance du choix du coefficient de sécurité, se reporte aux diverses relations par lesquelles ce coefficient peut être déterminé, et fait remarquer la convenance de définir ce coefficient en se servant de la notion des hauteurs dangereuses.

Le *Prof. Fellenius* (Suède) discute les effets de la supposition d'une surface de glissement circulaire-cylindrique, recommande que le coefficient de sécurité soit considéré comme la proportion de résistance existante par rapport à la résistance requise, et propose ensuite une méthode pour déterminer la résistance existante.

M. Fenner (Chili) élève des doutes sur la validité de l'application générale de la théorie de l'élasticité aux matériaux plastiques, tels que ceux d'un barrage en terre, qui ont de la friction, mais pas de cohésion.

M. Mayer (France) est d'avis que les discussions du coefficient de sécurité d'un barrage en terre devraient spécifier les conditions dans lesquelles les pentes sont considérées comme stables. Il fait ensuite ressortir l'effet marqué exercé sur la stabilité par l'abaissement rapide du niveau de la retenue.

Le *Dr. Brahtz* (États-Unis) étudie les relations mathématiques entre les divers facteurs qui entrent dans la détermination du coefficient de sécurité.

M. Plummer (États-Unis) examine l'emploi des modèles photoélastiques faits de gélatine, les caractéristiques de cette matière, et la méthode de préparation des modèles.

M. de Brito filho (Brésil) fait remarquer que les rapports soumis au Deuxième Congrès établissent des méthodes de calcul, et que ce dont on a besoin actuellement est une expérimentation à l'échelle réelle. Il recommande l'examen des barrages en terre déjà construits, et de ceux qui sont en cours de construction, pour déterminer l'exactitude des méthodes de calcul et des essais sur des modèles.

M. Laupman discute l'effet des eaux d'infiltration sur la stabilité des barrages en terre, et les mesures à prendre pour limiter l'infiltration et éviter les dommages. Il décrit également une méthode créée dans l'Union Soviétique pour la construction des barrages en terre et des barrages en enrochement dans une eau courante sans bâtardeaux.

ZUSAMMENFASSUNG DER DISKUSSION

Mr. Gedye (Grossbritannien) weist darauf hin, dass mathematische Lösungen über die Stabilität von Erddämmen ein homogenes Material voraussetzen, und er stellt den Wert einer auf eine so oft unrichtige Annahme gegründeten Lösung in Frage.

M. Frontard (Frankreich) betont die Bedeutung der Wahl des Sicherheitsfaktors und erwähnt die verschiedenen Beziehungen, durch die dieser Faktor ermittelt werden kann; er weist auch auf die bequemere Bestimmung dieses Faktors nach Ausdrücken gefährlicher Höhen hin.

Professor Fellenius (Schweden) weist auf die in der Annahme einer kreisförmig-zylindrischen Gleitfläche enthaltenen Fehler hin; er empfiehlt den Sicherheitsfaktor als Masstab für das Verhältnis von vorhandener Stärke zu notwendiger Stärke, und schlägt eine Methode zur Bestimmung der vorhandenen Stärke vor.

Sr. Fenner (Chile) stellt den Wert einer allgemeinen Anwendung der Elastizitätstheorie auf plastische Materialien, wie z. B. Erddämme in Frage, die zwar Reibung aber keine Kohäsion haben.

Nach *M. Mayer* (Frankreich) sollte die Diskussion des Sicherheitsfaktors eines Erddammes die Verhältnisse angeben, unter welchen die Böschungen als stabil angenommen werden; der Redner weist auch auf die Einwirkungen einer raschen Senkung des Wasserspiegels hinter dem Damm auf die Stabilität hin.

Dr. Brahtz (Vereinigte Staaten) behandelt die mathematischen Beziehungen zwischen den verschiedenen Werten, die bei der Ermittlung des Sicherheitsfaktors auftreten.

Mr. Plummer (Vereinigte Staaten) spricht über die Verwendung von aus Gelatine hergestellten photoelastischen Modellen, über die besonderen Eigenschaften dieses Materials und die Methode der Herstellung der Modelle.

Sr. de Brito filho (Brasilien) weist darauf hin, dass die dem Zweiten Talsperren-Kongress unterbreiteten Berichte Berechnungsmethoden angeben und dass nun hauptsächlich weitgehende Erfahrungen benötigt werden. Er empfiehlt eine Untersuchung der bereits fertigge stellten und der im Bau befindlichen Erddämme zur Bestimmung der Genauigkeit der Berechnungsmethoden und der Modellversuche.

Herr Laupman behandelt die Einwirkungen von Sickerwasser auf die Stabilität von Erddämmen und Mittel zur Einschränkung von Sickerung um Schäden zu verhüten. Er beschreibt auch eine in der U. S. S. R. entwickelte Methode zur Konstruktion von Erd- und Steinschüttdämmen in fliesendem Wasser ohne Schutzdämme.

RESUMEN DE LA DISCUSION

El *Sr. Gedye* (Gran Bretaña) manifiesta que las soluciones matemáticas de la estabilidad de las presas de tierra asumen un material homogéneo, y pone en duda la validez de una solución basada en una suposición que con frecuencia es incorrecta.

El *Sr. Frontard* (Francia) subraya la importancia de la selección del factor de seguridad; se refiere a las varias relaciones por las cuales puede determinarse ese factor; y señala la conveniencia de definir el factor en términos de alturas peligrosas.

El *Prof. Fellenius* (Suecia) discute los defectos de la suposición de una superficie de deslizamiento circular-cilíndrica; recomienda que el factor de seguridad se considere como la relación entre la resistencia existente y la resistencia requerida; y propone un método para determinar la resistencia existente.

El *Sr. Fenner* (Chile) pone en duda la validez de la aplicación general de la teoría de la elasticidad a los medios plásticos, tales como una presa de tierra, que están dotados de rozamiento pero exentos de cohesión.

El *Sr. Mayer* (Francia) sugiere que las discusiones del factor de seguridad de una presa de tierra debieran indicar las condiciones en que los taludes se consideran como estables; y hace resaltar el señalado efecto que tiene en la estabilidad el rápido descenso del nivel del agua detrás de la presa.

El *Dr. Brahtz* (Estados Unidos) discute las relaciones matemáticas entre las diversas partidas que entran en la determinación del factor de seguridad.

El *Sr. Plummer* (Estados Unidos) discute el uso de modelos fotoelásticos hechos de gelatina, las características de este material, y el método seguido en la preparación de los modelos.

El *Sr. de Brito filho* (Brasil) indica que los trabajos presentados al Segundo Congreso exponen métodos de cálculo, y que ahora lo necesario es experimentar en gran escala. Recomienda que se investiguen las presas de tierra ya construídas, o que están siendo construídas, para determinar la exactitud de los métodos de cálculo y de los ensayos sobre modelos.

El *Sr. Laupman* discute el efecto de la infiltración de agua en la estabilidad de las presas de tierra, y los medios que deben emplearse para limitar la infiltración y evitar los deterioros. También describe un método desarrollado en la Unión Soviética para construir presas de tierra y presas de enrocamiento en agua corriente sin ataguías.

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées *Computerized Archives*

The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004

International Commission on Large Dams –
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS –75008