

COMMISSION INTERNATIONALE
DES
GRANDS BARRAGES
DE LA
CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

International Congress on Large Dams

1^{er} CONGRÈS

des


GRANDS BARRAGES

SCANDINAVIE JUIN-JUILLET 1933

VOLUME III

QUESTION 2 a

MÉTHODES DE RECHERCHES PERMETTANT
DE RECONNAITRE SI UN MATÉRIAU DONNÉ EST APTE
A ÊTRE EMPLOYÉ POUR LA CONSTRUCTION D'UN
BARRAGE EN TERRE



COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 17

Untersuchungsmethoden, um festzustellen, ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau eines Erddammes eignet

Bericht von Rudolf SEIFERT,

*Professor und Direktor der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau
in Berlin.*

INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite.
Umgrenzung des Themas	7
<i>I. Die mechanischen Aufgaben der einzelnen Teile des Staudammes und sein Aufbau</i>	<i>8</i>
a) Der Dichtungskörper	9
b) Der Stützkörper	18
c) Die Schutzschichten	19
d) Der einheitliche Dammkörper	
aus undurchlässigem Boden	22
aus schwach durchlässigem Boden	22
aus stark durchlässigem Boden	23
<i>II. Die physikalischen Vorgänge im Dammkörper.</i>	
a) Boden und Wasser im allgemeinen	25
1) Körniger Boden	26
2) Bindiger Boden	27

	Seite.
b) Druck und Druckänderungen im wasserhaltigen Boden,	
1) Körniger Boden	34
2) Bindiger Boden	32
III. Die Untersuchungsverfahren	34
a) Die erdbautechnischen Untersuchungsverfahren bei Vor- bereitung und Ausführung eines Dammbaues	35
1) Schürfen und Bohren, Entnahme von Bodenproben	35
2) Untersuchung des Bodens im Laboratorium	37
a) Kornzusammensetzung	38
β) Schubwiderstand	40
γ) Spezifisches Gewicht	44
δ) Plastizität	44
e) Hygroskopizität	45
ξ) Kalkgehalt	46
η) Verdichtung	47
θ) Durchlässigkeit	50
i) Chemische Untersuchungen	52
b) Untersuchungsverfahren am fertigen Damm	55
1) Bewegungen des Dammes	55
2) Dynamische Bodenuntersuchung	56
3) Wassergehalt und Durchströmung	56
4) Bodenpressungen	57
IV. Zusammenfassung	57
Quellen	59
Verzeichniss der Abbildungen	61
Auszug	62
Summary	64
Résumé	66

Die Zahlen 1), 2) im Abschnitt I und II weisen auf die Quellen, Seite..... 55/56 hin. Im Abschnitt III sind die Quellen in Fussnoten angegeben.

UNTERSUCHUNGSMETHODEN, UM FESTZUSTELLEN, OB SICH
EIN GEGEBENES BAUMATERIAL FUER DEN BAU EINES ERD-
DAMMES EIGNET.

Die Beantwortung dieser Frage der Internationalen Talsperrenkommission der Weltkraftkonferenz, die auf der Tagung des Kongresses im Sommer 1933 in Stockholm behandelt werden soll, muss nach den von dem Ständigen Büro der Kommission dazu gegebenen Erläuterungen und Richtlinien auf das engste eingeschränkt werden, so verlockend es auch gewesen wäre, einzelne benachbarte Gebiete der Geologie, der Bodenmechanik und des Erdbauwesens wegen des Zusammenhanges der Probleme und der Vollständigkeit der Darstellung in den Bericht mit aufzunehmen. Aus dieser Erwägung ist insbesondere eine Betrachtung über den *Boden als Baugrund* vermieden und lediglich der *Boden als Baustoff von Staudämmen* behandelt worden. Aber wenn sich die Frage der Talsperrenkommission auch nur auf Erddämme von Staubecken bezieht, so können für die Beantwortung doch auch alle die Erfahrungen herangezogen werden, die bei Dämmen von Schiffahrtskanälen, Kraftwerkskanälen, Klärbecken der bergbaulichen Aufbereitungsanlagen, Fluss- und Seedeichen gemacht worden sind; denn deren Baustoffe und ihre Verarbeitung im Bauwerk, die physikalischen Bedingungen während der Bauausführung und beim fertigen Werk sind in vieler Hinsicht sehr ähnlich denen von Staudämmen.

Im ersten Abschnitt der folgenden Darlegungen soll erörtert werden, welche *Eigenschaften die einzelnen Bodenarten* als Baustoff von wasserkehrenden Dämmen geeignet machen, welche Eigenschaften aber ihre Verwendung ganz oder an bestimmten Stellen des Dammes ausschliessen. Hierbei muss der Bericht auf die *bauliche Durchbildung* des Dammquerschnittes eingehen, ferner auf die geplante Art der *Bauausführung*, wie Schütten, Absetzen, Schlämmen, Spülen, Walzen, Rammen usw., da diese Umstände in innigster Wechselbeziehung zur Frage der Verwendbarkeit der einen oder anderen Bodenart stehen; dabei sprechen auch die *Hauptabmessungen*, vor allem die *Dammhöhe* und damit der *Wasserdruck* wesentlich mit.

Hauptsächlich werden *neuere* Dammbauten Deutschlands in den Kreis der Untersuchung gezogen werden.

Der Zweite Abschnitt betrachtet das physikalische Verhalten des Wassers im Boden.

Im dritten Abschnitt der Abhandlung sind die *Untersuchungsverfahren* aufzuführen, mit denen man die für den jeweiligen Verwendungszweck wichtigen Eigenschaften der Böden erkennt und prüft, sowohl an der *Entnahmestelle* wie während der *Bauausführung* und im *fertigen Damm*.

I. DIE MECHANISCHEN AUFGABEN DER EINZELNEN TEILE DES STAUDAMMES.

Der zu einem Erddamm verwendete Boden hat verschiedene Aufgaben zu erfüllen und muss infolgedessen auch verschiedene Eigenschaften aufweisen. In der Regel werden diese Eigenschaften nicht in einer Bodenart vereinigt auftreten oder jedenfalls nicht in dem höchsten Masse der Vollkommenheit, oder aber dieser besonders günstige Boden ist nicht in der für grosse Dämme erforderlichen Menge vorhanden oder im Grossbetriebe nicht zu gewinnen. Deshalb weist man die einzelnen Aufgaben gewöhnlich verschiedenen *Gliedern des Staudammes* zu und unterscheidet bei den neueren sorgsam durchgebildeten hohen Dämmen:

1) einen *dichtenden Teil*, der dem gestauten Wasser den Durchtritt zu verwehren oder zu erschweren hat;

2) einen *stützenden Teil*, der lotrechte und wagerechte Kräfte (Gewicht und Wasserdruck) aufzunehmen und in den Untergrund überzuleiten hat;

3) einen *schützenden Teil*, der die Angriffe von Strömung, Wellen, Eis und Frost auf der Wasserseite, von Regen und Wind auf der Luftseite abzuweisen hat. — Die Angriffe von wühlenden Tieren und ihre Abwehr gehören nicht hierher. — Dies gibt die Möglichkeit, Böden sehr verschiedener Art in einen solch gegliederten Damm einzubauen, jeden an passender Stelle.

Der dichtende und stützende Teil des Dammes besteht in manchen Fällen aus einem einheitlichen Boden, der beiden Aufgaben gewachsen sein muss — besonders bei älteren Dämmen, bei geringer Stauhöhe oder bei selten gefüllten und rasch wieder entleerten Hochwasserschutzbecken. Die Verfügung des Preussischen Landwirtschafts-Ministeriums, betr. Talsperren von 1907, kannte nur

eine « Dammerde », der Vorschlag des Talsperren- Ausschusses des deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft Verbandes von Jahre 1930 betreffend die « Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren » sieht dagegen neben einheitlichen Dämmen auch gegliederte vor.

Auch der dichtende und der schützende Teil sind zuweilen vereinigt in Gestalt von Betondecken.

a) Der Dichtungskörper.

Entscheidende Wichtigkeit hat die Dichtung des Staudammes. Sie wird entweder durch Dichtungsboden oder durch Beton (auch

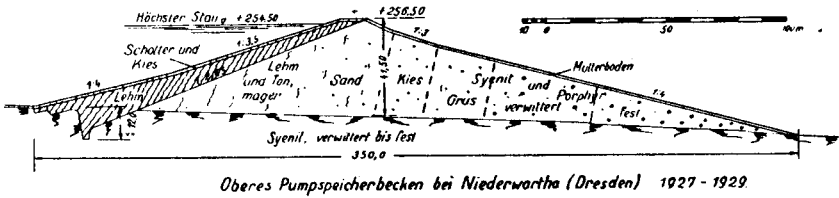


Abb. 1.

Mauerwerk oder Pflaster in Mörtel) oder durch eine Stahlblechwand bewirkt, wobei bei Beton und Stahlblech in der Regel eine zusätzliche Dichtung aus bindigem Boden vorgesehen ist.

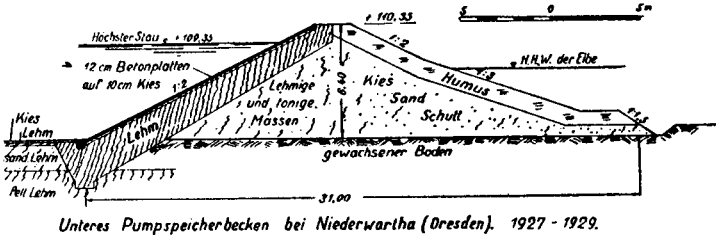


Abb. 2.

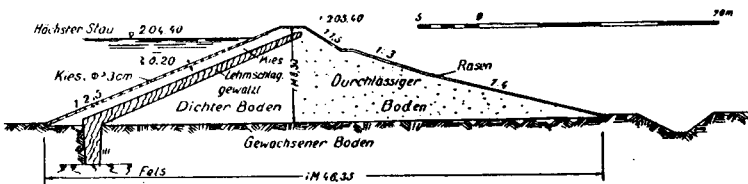
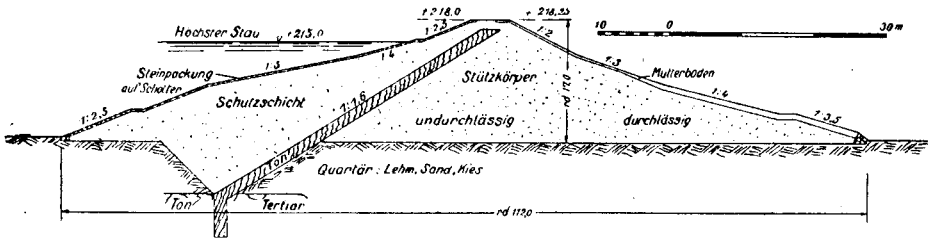


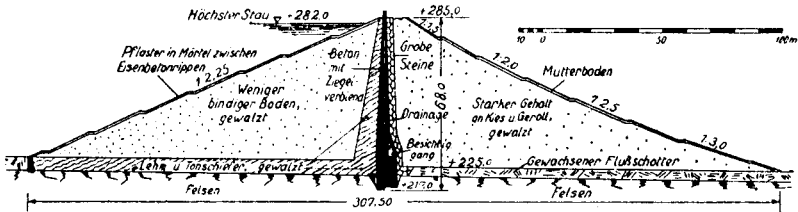
Abb. 3.

Der Dichtungskörper liegt entweder auf der *Wassersseite* in flacher Böschung unter einer Schutzschicht von Sand und Steinen oder Beton (Abb. 1-3); oder, bei Rutschgefahr des Dichtungsbodens, weiter im Inneren des Dammkörpers in steilerer Böschung unter einer starken, als Belastung und Gleitwiderstand dienenden Schutzschicht (Abb. 4) oder er ist in der *Dammmitte* als Kern angeordnet, sei es als einzige Dichtung, (Abb. 13) sei es wie erwähnt als zusätzliche Dichtung einer Beton- oder Stahlwand (Abb. 5 u. 6).



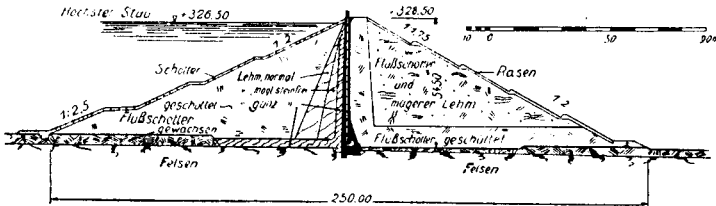
Staubecken der Glatzer Neiße bei Ottmachau. 1928-1932.

Abb. 4.



Staubecken der Sorpe (Ruhr) bei Arnsberg. 1928 (im Bau)

Abb. 5.



Staubecken der Söse bei Osterode (Harz), 1929-1931.

Abb. 6.

Die Dichtung eines Damms mit einer wasserseitigen Betondecke oder Pflaster in Mörtel, jedoch ohne zusätzliche Dichtungsschicht aus

Lehm oder dergl. gehört nicht eigentlich zur vorliegenden Frage; sie wird später kurz behandelt werden (Abb. 7 und 8). Bei Stau-

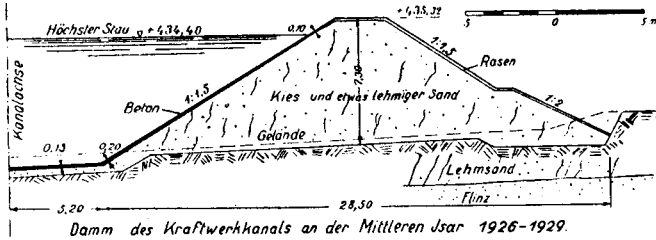


Abb. 7.

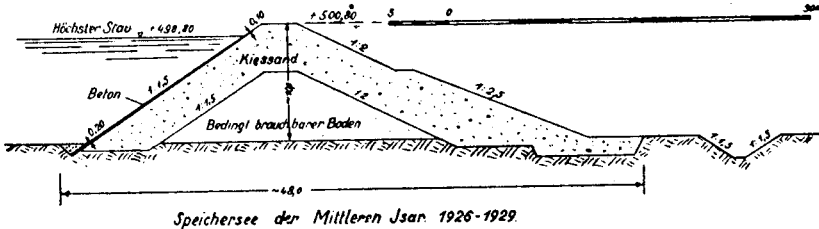


Abb. 8.

beckendämmen ist sie ein seltener Ausnahmefall.

Die wesentlichen Eigenschaften des zur Dichtung geeigneten Bodens sind:

möglichst grosse *Wasserundurchlässigkeit*,
genügende *Bildsamkeit*, um eine zusammenhängende Dichtungsschicht herstellen zu können,
möglichst grosse *Kohärenz* und *innere Reibung* zur Verminderung der Rutschgefahr,
geringe *Wasseraufnahmefähigkeit* und *Quellung*, damit nicht der Boden sich auflöst und ausfließt, oder rutscht,
geringe *Schrumpfung* bei Austrocknung, damit sich keine Risse bilden, besonders während der Bauzeit, ehe die Schutzschicht aufgebracht ist.

Auch die *Zusammendrückbarkeit* wegen der Setzungen des Dammes und die *Frostbeständigkeit*, hauptsächlich in Verbindung mit dünnen Betondecken, sind zu beachten.

Als Dichtungsböden werden gegenwärtig ausschliesslich so-

genannte *bindige Böden*: Ton, Letten, Lehm, Geschiebelehm und Geschiebemergel, Klai benutzt.

Die alten Staudämme des Oberharzer Bergbaues aus dem 16. bis 18. Jahrhundert (wahrscheinlich auch die des sächsischen Bergbaues im Erzgebirge) (Abb. 9) weisen eine besondere Dichtungsart

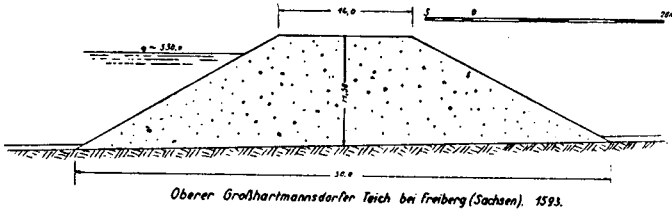


Abb. 9.

mit *Rasenziegeln* auf, die sich dort wohl bewährt hat, aber in jüngerer Zeit nicht wieder angewendet worden ist. [Bei den älteren Dämmen liegt die starke Rasenschicht auf der Wasserseite, (Abb. 10)

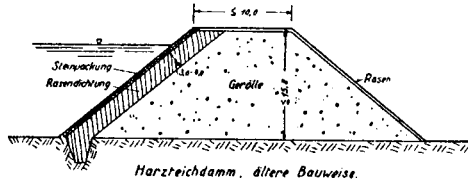


Abb. 10.

bei den späteren im Damminnern; sie greift in einem Schlitz bis auf den undurchlässigen Untergrund (Abb. 11). Im übrigen bestehen

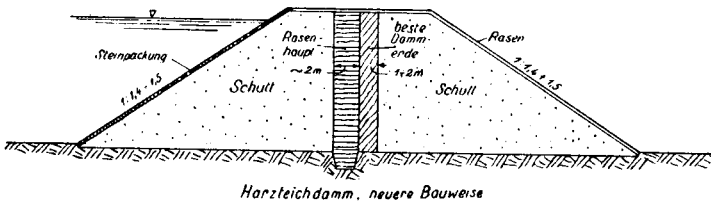


Abb. 11.

die Dämme aus Geröll und Gehängeschutt. Der 1714 bis 1721 gebaute 17 m hohe Damm des Oderteiches (Abb. 12) hat als einziger ab-

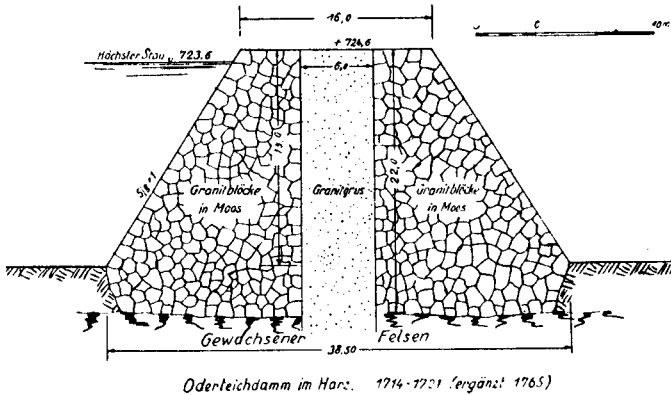
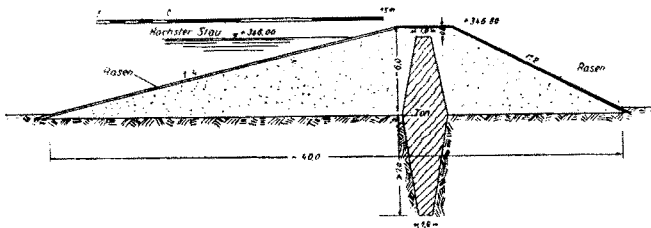


Abb. 12.

weichend davon luftseitig von dem Rasenkern noch einem starken Kern von Granitgrus, ein Ergebnis kaolinischer Verwitterung, das eine gewisse Bindigkeit aufweist; der übrige Körper ist aus Trockenmauerwerk mit Moospackung in den Fugen. Das dichte Wurzelgeflecht des Rasens, das diese Erde zusammenhält, bewirkt die Dichtung und den Schutz vor Ausspülung.⁹⁾

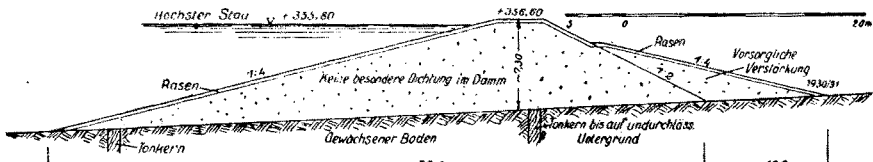
Das *obere Ende* der Dichtungsschicht muss soweit über den höchsten Beckenstand — einschliesslich Ueberstau für die Hochwasserentlastung, Windstau und Wellenschlag — emporgeführt werden, dass durch die Kapillarwirkung der Schutzschicht keine nennenswerten Wassermengen über die Dichtung steigen; durch eine Schicht grobporigen Bodens wird der kapillare Aufstieg sicher unterbrochen.

Unten und seitlich muss der Dichtungskörper, wenn irgend möglich, an undurchlässige oder sehr schwer durchlässige Schichten angeschlossen werden, damit der Damm nicht unterläufig oder umläufig wird; eine stärkere Wasserbewegung durch den anstehenden Baugrund kann zu einer Zerstörung des Dammes durch Grundbruch an der Luftseite führen, abgesehen von dem Wasserverlust des Staubeckens. Der Anschluss an dichte Schichten des Untergrundes wird bei geringer Ueberlagerung mit durchlässigen Schichten durch einen Schlitzgraben gesucht, der unter Wasserhaltung sorgfältig mit Dichtungsboden ausgefüllt wird. (Vergl. Abb. 1-4, 13, 14). Bei tieferer Lage des undurchlässigen Untergrundes oder star-



Hochwasserbecken des Heidewassers (Baber) bei Herischdorf (Niederschlesien) 1904-1907

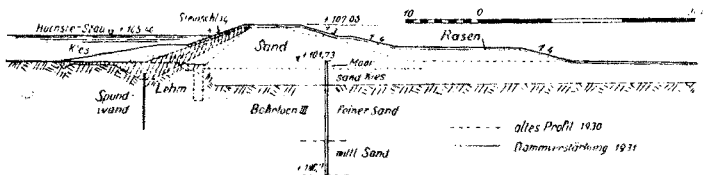
Abb. 13.



Hochwasserbecken im Langwasser bei Friedeberg/Quers (Niederschlesien), 1908-1910.

Abb. 14.

kem Wasserzudrang im Schlitz wird eine eiserne Spundwand geschlagen, (Abb. 15) sofern nicht etwa grobe Steine deren dichten



Staubekken der Küddow bei Flederborn (Grenzmark Posen-Westpreußen) 1931

Abb. 15.

Schluss zu verhindern drohen. In diesem Falle kommt ein Dichtungsteppich in Frage. Ist der Anschluss an dichte Untergrundschichten unerreichbar, so muss man den Sickerweg des durchtretenden Wassers sehr stark verlängern, damit das Fließgefälle und damit die Durchflussmenge klein wird und zwar entweder im Untergrund durch eine tiefreichende Spundwand oder Tonwand, oder aber wasserseitig durch eine breite Vorlage von wasserdichtem

Boden, einen Dichtungsteppich. (Abb. 16) Wie unter dem Damm

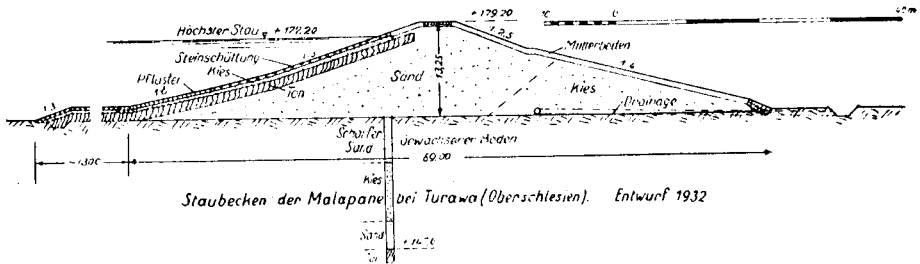


Abb. 16.

selbst muss auch unter dem Dichtungsteppich nachgiebiger Boden (z. B. Moor) entfernt werden, damit nicht durch die Erd- oder Wasserauflast Setzungsrisse im Teppich entstehen, die dem Wasser einen kurzen Weg mit starkem Gefälle unter dem Damm eröffnen. Die Wahl zwischen Spundwand und Teppich ist auch eine Frage der Kosten; bei reichlichem Dichtungsboden wird in der Regel der Dichtungsteppich billiger sein. Untersuchungen über den Aufbau und die Durchlässigkeit des Untergrundes und Beobachtungen über das Gefälle des natürlichen Grundwassers an der Dammbaustelle werden Aufschluss geben, ob mit einem Teppich überhaupt das Auslangen gegenüber dem vermehrten Wasserüberdruck im Staubecken zu finden ist.

Die Dichtung des Dammes und des Untergrundes in der Böschung und am inneren Dammfuss ist bei entleertem Staubecken ohne weiteres zugänglich, falls sich Schäden zeigen. Viel schwieriger ist jede nachträgliche Arbeit, wenn der Dichtungskern mit Spundwand oder Dichtungsschlitz in Dammitte liegt. Bei massiven Kernmauern, die auf Felsen gegründet sein müssen, bietet der bei wichtigen Staubecken stets vorhandene Besichtigungsgang die Möglichkeit, nachträgliche Dichtungsarbeiten, sei es im Mauerwerk, sei es im klüftigen Felsuntergrund, ohne allzu grosse Schwierigkeiten auszuführen. Bei Spundwänden ist auf den lotrechten Wasserkehr in der Längsrichtung der Schösser zu achten, damit nicht durch diese gegenüber den Bodenporen sehr weiten Leitungswege Wasser von Stellen höheren Druckes nach Stellen niedrigen Druckes hingeleitet wird, z. B. vom unteren Ende der Spundwand nach dem in der Dichtungsschicht steckenden Kopfende. (Abb. 17).

Spundwand in durchlässigem Boden.

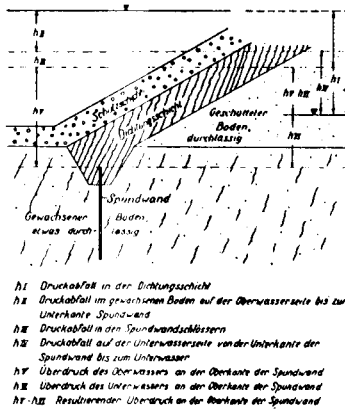


Abb. 17.

Gefährdung des Dichtungskörpers kann auf verschiedene Weise eintreten:

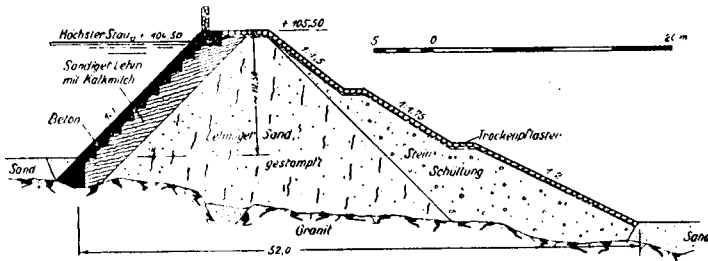
a) Bei geböschter Dichtungsschicht kann durch Erweichung und Auflösung der Oberfläche die Schutzschicht oder die Dichtung samt Schutzschicht abrutschen.

b) Im Dichtungskörper kann durch Wasseraufnahme die Schubfestigkeit so weit herabgesetzt werden, dass sich eine Gleitfläche in der Dichtung selbst ausbildet, besonders bei raschen Wasserstandsänderungen im Becken. Stampf- und Walzfugen sind mitunter die vorgezeichneten Linien von Rutschungen.

c) Durch Bodenverlagerung. Jede Dichtungsschicht muss als Filter wirken; denn völlig wasserundurchlässig ist künstlich eingebrachter Boden in grossen Flächen wohl nie; auch sind gerade die dichtesten Böden mit sehr kleinen Reibungswinkeln die rutschgefährlichsten. (Sie werden deshalb womöglich nicht verwendet). Das mit Druck auf der Beckenseite eintretende Wasser muss an der Luftseite entspannt und mit so geringer Geschwindigkeit austreten, dass es nicht imstande ist, feinste feste Teile weiter in die benachbarte stützende Bodenschicht fortzuführen. Die Poren dieser Schicht dürfen nicht so weit offen sein, dass Teile der Dichtungsschicht im ganzen durch dem Wasserdruck in ihre Unterlage eingepresst werden, weil durch solche Massenverlagerungen Hohlräume entstünden.

Dagegen ist es für die Wasserundurchlässigkeit und damit für die Standfestigkeit des Dammes günstig, wenn durch Verlagerung von Bodenteilchen oder durch chemische Ausscheidung gelöster Stoffe oder Ausflockung irreversibler Kolloide (Eisenoxydhydrat, Kieselsäure, Huminverbindungen) auf der Wasserseite Selbstdichtung des Bodens eintritt.

Sorgsames Nässen lehmig-sandigen Bodens mit Kalkmilch und Stampfen in sehr dünnen Lagen ergibt einen besonders festen und dichten Dammkörper. (Abb. 18.)



Stauweih Schießbrathried (Vogesen). 1888.

Abb. 18.

Die Stärke der Dichtungsschicht hängt von dem Masze ihrer Durchlässigkeit ab; ausserdem muss sie nach unten mit dem Wasserdruck zunehmen. Als Kerndichtung wird die geringste Menge Dichtungsboden benötigt, die Schicht liegt am geschüttesten und wird beim Setzen des Dammes verdichtet. Doch wird der Dammkörper zur Hälfte durchnässt. Dadurch wird der Weg des durch die Kerndichtung und den Untergrund durchsickernden Wassers bei gleicher Breite der Dammschle wesentlich kürzer, als wenn die Dichtungsschle auf der Wasserseite liegt.

Bei Staudämmen grosser Höhe steht der Boden in den tiefen Schichten unter grosser Pressung, zumeist unter viel grösserer als an der Gewinnungsstelle. Das natürlich vorhandene Bodenwasser sowie das während des Bauvorganges absichtlich (Einschlämmen) oder unabsichtlich (Regen) eingedrungene Wasser muss Zeit und Gelegenheit erhalten, soweit überschüssig, abzufließen. Andernfalls wirkt der übersättigte Boden wie eine reibungsschwache schwere Flüssigkeit auf seine Umgebung — z. B. Kernmauern, Rohrstollen — und wird rutschgefährlich (vergl. S. 15.)

Die Schnelligkeit, mit der der Bau des Dammes fortschreitet, gewinnt damit Bedeutung für seine Sicherheit.

b) Der Stützkörper.

Während der Dichtungskörper möglichst wenig Wasser durchtreten lassen soll, muss der Stützkörper im Gegenteil die doch noch durchgetretenen Wassermengen sowie das eingedrungene Niederschlagswasser des Dammes möglichst rasch nach unten ab-sinken lassen und unterirdisch aus dem Bereich des Dammes ab-führen. (Die Dämme aus einheitlichem «undurchlässigen» Boden werden später betrachtet werden.) Dann bleibt der Stützkörper in seiner Hauptmasse trocken und damit widerstandsfähig gegen wa-gerechte Kräfte. Genügende *Schubfestigkeit* und *Durchlässigkeit* ist also ein wesentliches Erfordernis des Bodens des Stützkörpers. Seine *Zusammendrückbarkeit* muss gering sein; deshalb muss er schon beim Bau möglichst verdichtet werden, damit nachträgliche Setzungen — besonders ungleichmäßige Setzungen — vermieden werden, die den Bauwerken im Damm (Wehren, Auslässen, Kern-mauern, Kernspundwänden usw.) verhängnisvoll werden können. *Elastisches Verhalten* bindigen Bodens ist dabei recht störend, da es die anfänglich künstliche Verdichtung zum Teil wieder beseitigt. Steiniger und sandiger Boden behält seine Verdichtung. — *Hohes Raumgewicht* erhöht die Widerstandsfähigkeit gegen wagerechte Kräfte; die besonders leichten organischen Böden (Torf, Moor, Faul-schlamm) scheiden schon deshalb von der Verwendung aus. Die Gewichtsunterschiede der allein brauchbaren Mineralböden sind freilich gering, sie beruhen im wesentlichen auf der Dichte der Lagerung und dem Wassergehalt; denn das Eigengewicht der bodenbildenden Minerale ist fast gleich (rd. $2,65 \text{ t/m}^3$).

Ist für den gesamten Stützkörper Boden von genügender Durch-lässigkeit nicht verfügbar, so sind wenigstens die luftseitigen und die tieferen Teile aus solchem zu schütten, während die Wasser-seitigen und die oberen Teile aus dem weniger durchlässigen Boden errichtet werden. *Sickerschichten* im Inneren eines sonst wenig durchlässigen Stützkörpers sind in Deutschland nur vereinzelt ver-wendet worden. (Abb. 19 u. 20). Dagegen werden oft *Sohlentwäs-*

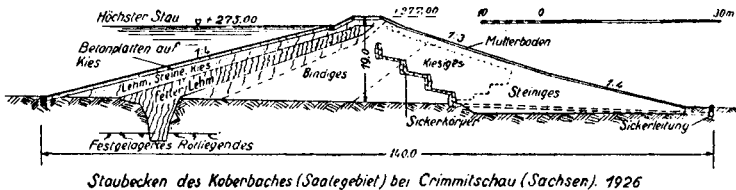


Abb. 19.

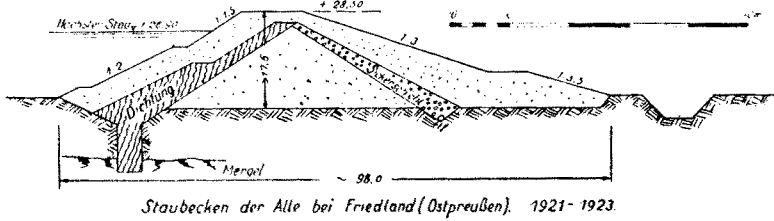


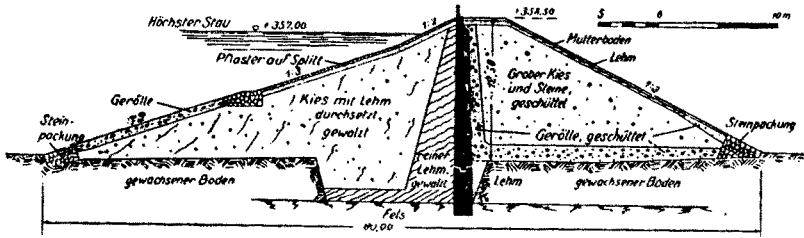
Abb. 20.

serungen ausgeführt, sei es durch Steinpackungen (Rigolen) oder Dränrohre mit filterartigem Aufbau, (vergl. Abb. 16 u. 20) sei es durch Abtragung der dichten Lehmschichten über durchlässigen Kiesschichten unter dem luftseitigen Dammfuss (vergl. Abb. 6), wie sie sich in Flusstälern häufig finden. Sohlenentwässerungen dürfen keinen Boden entführen und sich nicht verstopfen; sonst sind sie gefährlich.

Bei Dämmen mit Betonkern sucht man etwa durchdrückendes Wasser auf der Luftseite durch Trockenmauerwerk schadlos nach unten abzuleiten. (Vergl. Abb. 5). Diese Steinpackung darf aber nicht nachgiebig gegen wagerechte Kräfte sein, damit der nicht biegungsfeste Betonkern seine volle Unterstützung behält. Bei dem Vorschlag von Dr. Ing. Collorio, Direktor der Harzwasserke A. G., eine doppelte Wand aus stählernen Spundbohlen als Kerndichtung mit einer Schotterfüllung dazwischen zu verwenden, soll das Sickerwasser in dieser absinken.

c) Die Schutzschichten.

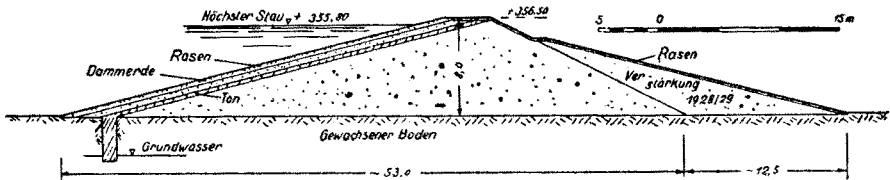
Auf der *Luftseite* genügt als Schutz des Dammkörpers Rasen auf *Mutterboden*, um das Niederschlagswasser unschädlich und ohne Einrisse und Abspülungen an den Dammfuss abzuführen. Hohe Böschungen erhalten Bermen, auf denen das Wasser in kleinen Gräben gesammelt und abgeleitet wird. Das Tagewasser soll möglichst nur in dem Masze, als es vom Rasen zum Wachstum benötigt wird, in den Mutterboden einsickern. Deshalb ist die Oberfläche glatt und eben zu halten. An die Beschaffenheit des Mutterbodens sind kaum besondere Anforderungen zu stellen, ausser dass er gut *graswüchsig* ist. Der luftseitige *Fuss* erhält meist eine *Steinvorlage*, damit dort etwa gesammelt austretendes Sickerwasser keine Ausspülungen oder Aufweichungen verursacht. (Abb. 21).



Ausgleichsbecken der Saalealsperre bei Burgkammer: 1931.

Abb. 21.

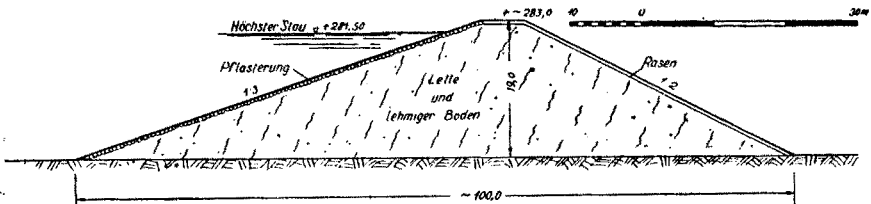
Aehnlich wird die *Dammkrone* — abgesehen von einem dort etwa verlaufenden Wege — mit Rasen in geringem Quergefälle abgedeckt und zuweilen auch der oberste Teil der wasserseitigen Böschung, soweit das Wasser nicht reicht (Abb. 16). Ist das Stau-becken als reines Hochwasserschutzbecken nur ganz vorübergehend gefüllt, so genügt bei gutem Dammboden auf der ganzen *wasserseitigen Böschung* eine dichte Rasendecke (Abb. 22), wie sie auch



Hochwasserbecken im Zacken bei Warmbrunn (Schlesien), 1906-1909.

Abb. 22.

bei Fluss- und Seedeichen üblich ist, sonst Pflaster. (Abb. 23, 24.)



Hochwasserschutzbecken der Katzbach bei Schönau (Niederschlesien), 1907-1911.

Abb. 23.

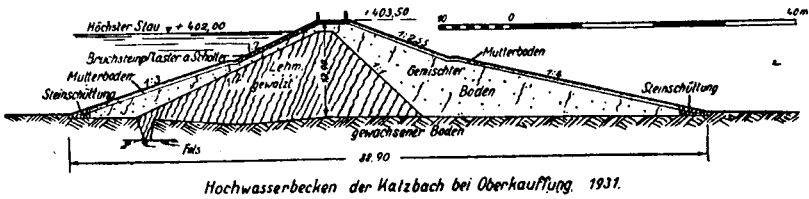


Abb. 24.

So hoch der Damm jedoch ständig unter Wasser steht und vor allem im Bereich des Wasserstandswechsels bedarf es einer widerstandsfähigeren Decke zum Schutze gegen die Angriffe von Wellen, Austrocknung der Dichtungsschicht, Frost und Eis. Der Schutz gegen Strömung spielt bei den Dämmen des eigentlichen Staubeckens höchstens in der Nähe der Hochwasserauslässe eine Rolle, dagegen ist er für die oft unmittelbar an die Becken anschliessenden Dämme der Kraftwasserkanäle von Bedeutung.

Die übliche Form der *Schutzschicht* besteht bei einer Böschungsdichtung aus bindigem Boden aus einer Schichtenfolge von gröberem Sand, Kies oder Steinschlag und Schüttsteinen, Packsteinen oder Pflaster im Aufbau eines umgekehrten Filters (vergl. Abb. 3 u. 16). Das Ganze dient zugleich zur Belastung der Dichtung. Rundliche Schüttsteine (Gerölle, Flusschotter) haben den Vorzug, in Löcher, die sich durch Wellenschlag oder Eis gebildet haben, leicht nachzurollen und sie so auszufüllen. Packungen aus kantigen Bruchsteinen, besonders wenn sie sorgsam mit Steinsplittern verzwickt werden, lagern fester; es können sich aber unter der verspannten Decke unbemerkt Hohlräume durch Auswaschungen bilden, die dann ein Gefahrpunkt für die Dichtung sind. Das gilt in noch höherem Masse von Pflaster in Sand und Pflaster in Mörtel. Dagegen bietet glattes Pflaster dem Eise die geringste Angriffsfläche. Die zusammenhängenden Betondecken sind in dem nächsten Abschnitt über einheitliche Dammkörper behandelt (vergl. S. 18). Als Baustoffe für die Schutzschicht der Wasserseite sind grober Sand, der nicht zum Ausfliessen neigt, und Steine aller Art, soweit sie wasser- und frostbeständig sind, geeignet. Je schwerer, umso wertvoller sind sie dafür. Hier gibt es viel grössere Gewichtsunterschiede als beim Boden (Basalt 2,8 bis 3,3 t/m³, Diabas, Diorit i. M. 2,9, Granit, Syenit, Gneis, Porphyrt i. M. 2,8, Grauwacken 2,5 bis 2,8, Tonschiefer 2,7 bis 3,5, Sandsteine 1,9 bis 2,9, Kalksteine 1,5 bis 3,0 t/m³). Liegt die Dichtungsschicht mehr im Damminnern

oder im Dammkern, so ist der filterartige Aufbau der Schutzschicht nicht ganz so wichtig, die Schutzschicht wirkt dann hauptsächlich als *Belastung* und als Gegengewicht gegen Abrutschen des durchnässten Dammkörpers; hoher Schubwiderstand ist dafür ausschlaggebend. (Vergl. Abb. 4).

d) *Einheitlicher Dammkörper.*

Bei ungegliederten Staudämmen aus einem *einheitlichen Boden* muss man drei Fälle unterscheiden: entweder ist der Boden sehr undurchlässig, schwach durchlässig oder stark durchlässig.

Sehr *undurchlässig* sind fette Tone, fette Lehme, tonige Geschiebemergel, Klai, vorausgesetzt, dass es gelingt, sie im Damm ohne Fugen und Schichten zu verarbeiten. Auf die Bildung dichter und minder dichter Lagen beim Walzen, sog. Walzhäute, und ihre Gefährlichkeit ist in neuer Zeit mehrfach hingewiesen worden.¹⁴⁾ In Berührung mit Wasser des Staubeckens können diese kolloidreichen Böden gewisse Wassermengen nachträglich aufnehmen (vergl. S. 26). Dadurch entsteht die Gefahr, dass sie rutschen oder ausfließen. Dies Bedenken gilt weniger für nur vorübergehend gefüllte Staubecken, die darin den Seedeichen gleichen, die ja oft aus Klai bestehen; denn die Wasserbewegung ist in sehr dichten Böden ausserordentlich langsam, sodass es hier nicht zu einer Durchweichung des ganzen Dammkörpers kommt. Eine andere Gefahr sehr fetten Bodens ist die der Rissbildung durch langsame Austrocknung, die aber durch eine reichliche Deckschicht verhütet werden kann. Auch die starken Setzungen solch bindiger Böden sind wohl zu beachten. Den Feuchtigkeitszustand des Dammes und seine Veränderungen im Laufe der Zeit sucht man durch Grundwasserbeobachtungen zu erfassen. Dies bei durchlässigem Boden brauchbare Mittel ist jedoch bei sehr dichten Böden nicht zuverlässig, da sich kein einheitlicher Grundwasserspiegel und keine ausgesprochene Sickerlinie einstellt (s. S. 30). Weil diese dichten Kolloidböden in ihrem Verhalten zum Wasser recht unzuverlässig sind, ist eine besondere, zuverlässige Dichtung notwendig. Damit wird der einheitliche Damm eigentlich aufgegeben. Fette Tone und Lehme sind durch Sandzusatz zu magern, was sorgsamste Arbeit erheischt.

Bei *schwach durchlässigem Boden* des einheitlichen Dammkörpers, der als Langsamfilter wirkt, muss die *Kornverteilung* so günstig sein, dass die feinen dichtenden Bodenbestandteile nicht ausgespült werden; die Poren eines gröberen Bodenskeletts müssen

mit feinerem Korn gut ausgefüllt sein. Die hier gut bestimmbare Sickerlinie muss tief austreten, was sich durch richtige Formgebung des Dammsquerschnittes erreichen lässt; die durchtretende Wassermenge (und damit die Wasserverluste des Staubeckens) dürfen nur klein sein. Der Dammfuss darf nicht durchweichen. Die gesamte Masse eines solchen Bodens muss durchaus gleichförmig sein, damit sich beim Bau keine stark durchlässigen Adern und Nester bilden. Der *Schüttbetrieb* begünstigt solche Bildungen, indem die groben Bestandteile an den Fuss der Kippe rollen, und es ist praktisch schwer durchzusetzen, dass solche Ablagerungen unbedingt unschädlich gemacht werden. Die Entnahmestellen des Dammbodens haben in den seltensten Fällen so gleichmässige Lagerung, dass im Grossbetrieb ein durchaus gleichförmiger Schüttboden günstiger Zusammensetzung gewonnen wird. Auch die neuzeitlichen *Absetzgeräte*, die den gelösten Boden nochmals aufnehmen und verteilen, bieten keine völlige Sicherheit gegen die Bildung von Schichtungen, Adern und Nestern im Dammkörper.

Durch Ablagerung feiner Sinkstoffe auf den Böschungen oder Einschwemmung oder auch durch Ausscheidung irreversibler Bodenkolloide (Eisenoxydhydrat, Kieselsäure, Huminverbindungen) im Boden tritt zuweilen eine allmähliche Selbstdichtung des langsam filternden Dammkörpers ein.

Würde ein solch schwach durchlässiger Staudamm durch *Spülbetrieb* hergestellt, so liesse sich die dabei unvermeidliche Sichtung des Bodens nach Korngrösse so einrichten, dass sich die dichteren feineren Bestandteile wasserseitig und die durchlässigeren gröberen luftseitig ablageren. Bei Staudämmen ist dies Verfahren in Deutschland noch nicht angewendet, wohl aber bei hohen Kanaldämmen im Spülkippenbetrieb mit Beförderung von der Entnahmestelle mit Wagen und Verteilung und Sichtung im Damme mit Spülung.¹⁶⁾

Sehr stark durchlässige Dammkörper herzustellen, widerspricht dem eigentlichen Zweck der Staudämme, Wasser zurückzuhalten. Sie werden jedoch bei Klär- oder Schlammbecken bergbaulicher Erzaufbereitungsanlagen verwendet und sollen gerade das in die Becken geleitete, mit feinen Mineralbestandteilen beladene Wasser filternd abführen. Deshalb dürften sich diese Dämme nicht dicht setzen. Ihre Höhe ist oft beträchtlich, die freie Wassertiefe jedoch sehr gering, indem der untere Teil des Beckens von dem anfallenden Schlamm gefüllt ist. Der Dammkörper besteht aus gröberen Steinsplittern mit grosser Reibung. Bei dem starken Gefälle des

durchtretenden Sickerwassers ist auf dessen schiebende Wirkung zu achten. Für eigentliche wasserkehrende Staudämme aus sehr durchlässigem Boden ist eine besondere Dichtung unerlässlich.

Im Ausland sind Staudämme dieser Art als Geröll- oder Kiesdämme vielfach hergestellt, in Deutschland nur vereinzelt, z. B. beim Speicher- und beim Ausgleichweiher der Mittleren Isar; öfter dagegen bei Dämmen grosser Kraftwasserkanäle. (Vergl. Abb. 7 und 8). Die Dichtung besteht bei Becken aus Betonplatten auf den Böschungen mit oder ohne Untergrunddichtung durch eine Spundwand, bei Kanälen in einer Betonschale die sich zumest über den ganzen Querschnitt erstreckt. In vielen Fällen sind noch zusätzliche Dichtungen durch bindige Bodenschichten vorhanden. Dann liegt freilich kein einheitlicher Dammkörper mehr vor.

Durch die unvermeidlichen Setzungen geschütteten Bodens entsteht die hohe Gefahr, dass Risse und offene Fugen in der starren Betondecke entstehen, die dem Wasser in grösseren Mengen Durchtritt gestatten. Auch an sich sind grosse Betonflächen kaum ganz wasserdicht herzustellen. Das durchsickernde Wasser kann die feinen Bestandteile des Dammkörpers nach unten fortführen und dadurch Hohlräume unter der Betondecke erzeugen, sodass bei gewisser Ausdehnung dieser Hohlräume die Betondecke unter dem Wasserdruck zusammenbricht. Alsdann kann so viel Wasser in den Damm eintreten, dass er rasch zerstört wird. Es muss auch mit der Möglichkeit gerechnet werden, dass sich zufällig hinter der Betonschale im sonst durchlässigen Dammboden durch dichtere Schichten (etwa lehmreiche) abgegrenzte Räume bilden, die Wasser zurückhalten. Solange der Stauspiegel seine Höhe bewahrt, entsteht daraus keine Gefahr; bei rascher Senkung jedoch kann die Betondecke durch Ueberdruck von der Unterseite her nach der Wasserseite aufgebrochen werden. Dies kam die Zerstörung des Dammes einleiten.

Bei Dämmen von Kraftwerkskanälen ist die hydraulische Glätte der Betondecke für den Gefällegewinn ein grosser Vorzug. In Schiffahrtskanälen muss die dichtende Betonschale mit starker Sandschicht gegen Beschädigungen geschützt werden, sodass die ohne diese Schicht eintretende Verringerung des Schiffswiderstandes nicht zur Geltung kommt.

II. DIE PHYSIKALISCHEN VORGAENGE IM DAMMKOERPER.

a) *Boden und Wasser im allgemeinen.*

Ehe im einzelnen auf die besonderen Eigenschaften der für die Dichtung, den Stützkörper und die Schutzschichten eines Staudammes brauchbaren Bodenarten und ihre Untersuchung eingegangen werden kann, müssen einige allgemeine Erörterungen vorausgeschickt werden über das gegenseitige Verhalten von Boden und Wasser; denn dieses ist entscheidend für die Beurteilung eines Bodens als Baustoff für einen Staudamm. Die ungemein zahlreichen Untersuchungen der Bodenkunde kommen zum grössten Teil von der landwirtschaftlichen Seite und betrachten den Boden als Standort der Pflanzen, während der Boden als Baustoff noch weit weniger durchforscht ist. Von beiden Standpunkten aus ist das physikalische und chemische Verhalten natürlich gleich, in den Auswirkungen der einzelnen Eigenschaften und ihrer Bedeutsamkeit bestehen aber wesentliche Verschiedenheiten.

Jeder natürliche Boden im Sinne des Erdbaues ist ein Gemisch von mineralischen Bestandteilen und Wasser, dazu kann Luft treten. Das Bodenwasser enthält gelöste mineralische Salze in verschiedener Art und Menge, zuweilen auch Kohlensäure. Böden mit beträchtlichen Anteilen organischer Herkunft (Moor, Torf, Faulschlamm u. a.) kommen — wie erwähnt — wegen ihres geringen spezifischen Gewichtes und ihres Verhaltens zu Wasser als Damm- baustoffe überhaupt nicht in Frage; dagegen können im Wasser gelöste organische Stoffe (Humussäure u. dergl.) eine wesentliche Wirkung ausüben. (Vergl. S. 41).

Man unterscheidet zweckmässig von vornherein zwei Hauptarten von Böden: *körnige*, nicht kohärente und *bindige*, kohärente. Zwischen beiden gibt es alle möglichen Uebergangsformen, je nach dem Mischungsverhältnis der beiden Hauptarten. Bei den körnigen Bodenarten kommt man bezüglich des Verhaltens zum Wasser mit den einfachen Vorstellungen der Kapillarität aus — ja, bei den grobkörnigen Böden spielt das Wasser überhaupt keine Rolle, ausser durch Auftrieb —; bei den bindigen Böden dagegen mit ihrem wesentlichen Anteil an kolloidalen Bestandteilen muss die Betrachtungsweise der Kolloidforschung angewendet werden, um zum Verständnis der Erscheinungen vorzudringen.

Die Untersuchung der Böden bezüglich ihrer *Korngrößenanteile* ist deshalb grundlegend wichtig.

Bodenkundlich unterscheidet man nach der international angenommenen *Alterberg'schen Einteilung*⁶⁾ folgende Korngrößen:

Schotter, Geröll (rundlich) und Steine (kantig)	Durchmesser über 20 mm	Durchmesser
Grand, Kies (rundlich) und Grus (kantig)	20 — 2 mm	20 — 6 mm ^{mm} grob
		6 — 2 « fein
Sand	2 — 0,2 mm	2 — 0,6 « grob
		0,6 — 0,2 « fein
Mehlsand («Mo» schwedisch)	0,2 — 0,02 mm	0,2 — 0,06 « grob
		0,06 — 0,02 « fein
Schluff (Staubsand, «Silt» amerikanisch)	0,02 — 0,002 mm	0,02 — 0,006 « grob
		0,006 — 0,002 « fein
Kolloidton (Rohton, Schlamm).	< 0,002 mm = < 2 μ	2 μ — 0,1 μ Mikronen
		0,1 μ — 0,001 μ Ultramikronen

Teilchen unterhalb 0,001 μ = 1 nm (Nanometer) rechnet man als molekulare Substanz der echten Lösungen.

1) *Körniger Boden.*

Im nicht kohärenten körnigen Boden tritt das Wasser in drei verschiedenen Formen auf und zwar als:

1) *Grundwasser*; es füllt die Poren des Bodens ganz aus, unterliegt im wesentlichen nur der Schwerkraft und beim Fließen der Reibung und spiegelt sich mit einem von den Fließwiderständen (Porenweite, Porenvolumen, Dichte der Lagerung) abhängigen Gefälle mit dem offenen Wasser der Nachbarschaft aus. Es kann auch von höheren Punkten her durch unterirdische Druckübertragung in gespanntem Zustand kommen (artesisches Wasser). Die Oberflächenkräfte der Bodenteilchen sind nicht merkbar.

2) *Kapillar- oder Haftwasser*;^{*)} es erfüllt die feineren Poren

^{*)} Einzelne Forscher unterscheiden noch diese beiden Formen des Wassers. 6) Für die vorliegende Betrachtung erübrigt sich dies.

des Bodens über dem Grundwasserspiegel ganz oder zusammen mit Luft und Wasserdampf, wird durch die Oberflächenspannung gegen die Luft in den Kapillaren um die sogenannte kapillare Steighöhe über dem Grundwasserspiegel gehalten und bildet in Berührung mit der Luft Menisken, die Zugspannungen im Wasser erzeugen. Gegenüber dem Grundwasserspiegel weist es also Unterdruck auf. Neben der Schwerkraft, der Reibung und der Oberflächenspannung des Wassers gegen Luft treten beim Haftwasser auch Oberflächkräfte der Bodenteilchen etwas in die Erscheinung; sie halten es in einer gegen die Porenabmessungen sehr dünnen Schicht in verdichtetem Zustande fest, während es sonst in den Poren frei beweglich ist. Zutretendes Wasser fliesst als Sickerwasser ins Grundwasser ab.

3) *Adsorbiertes oder hygroskopisches Wasser* in der lufthaltigen Zone über dem Haftwasser. Es unterliegt nur der eigenen Oberflächenspannung und der Anziehung der Bodenteilchen, aber nicht mehr merklich der Schwerkraft und Reibung. Die den Bodenteilchen unmittelbar angelagerte Wasserschicht ist im verdichteten Zustand und deshalb nur sehr schwer (etwa durch starkes Erhitzen) zu entfernen; die gesamte Dicke der Wasserhülle hängt ausser vom äusseren Druck auch von der chemischen Natur der Bodenteilchen und dem Elektrolytgehalt des Wassers ab; mit dem Dampfdruck der Bodenluft besteht Gleichgewicht.

Ausser der flüssigen und Dampf-Form kann das Wasser auch die Form von *Eis* annehmen. (S. S. 26).

2) *Bindiger Boden.*

Die kohärenten bindigen Böden sind durch ihren Gehalt an Bodenteilchen kolloidaler Grössenordnung (1 μ bis 1 nm) gekennzeichnet. Dieser Anteil bedingt im Gemisch so gut wie ausschliesslich die Grösse der Grenzflächen zwischen der festen Phase (Bodenteilchen), der flüssigen Phase (Wasser) und der gasförmigen Phase (Wasserdampf und Luft); auf den Grenzflächen allein aber beruht das gegenseitige Verhalten der Phasen des Systems.

Zunker⁶⁾ gibt folgende Tafel der Grenzflächenentwicklung für 1 g fester Substanz vom spezifischen Gewicht 2,6 g/cm³ bei Kugel-Form der Teilchen, aus der die überragende Bedeutung der feinsten Anteile hervorgeht.

Tafel der Grenzflächenentwicklung.

Korngrößen- klasse	Grenzen der Durch- messer mm	Mittlere Durchmesser mm	Phasengrenz- fläche je g Substanz cm ²
Sand	2 — 0,2	0,53	44,6
Mehlsand	0,2 — 0,02	0,053	446
Schluff	0,02 — 0,002	0,005 3	4 460
Kolloidton	0,002 — 0,000 001 (= 2 μ — 1 nm)	0,000 007 7	2 990 000 (= 229 m ²)

Eine scharfe Grenze zwischen dem grob-dispersen System der körnigen Bodenarten und dem kolloidalen System der bindigen Böden gibt es nicht bei den unendlich mannigfachen Mischungsverhältnissen; die Eigenschaften gehen ineinander über. Während bis zu der Schluff-Fraktion herab die Bodenteilchen noch so gross sind, dass sie durch die Wärmebewegung der Wassermoleküle nicht mehr bewegt werden, sind wenigstens die feineren Teile der Ton-Fraktion in Brown'scher Bewegung und bewirken osmotischen Druck. Während weiter noch bei Schluff die Poren selbst bei dichtester Packung der Bodenteilchen im Verhältnis zur Grösse des Moleküls des Wassers und gelöster Stoffe ausserordentlich weit sind, sodass das Wasser grösstenteils frei beweglich und somit der Boden mehr oder weniger durchlässig ist, ist bei den feinsten Tonen in dichter Packung die Weite der Poren im Vergleich zur Grösse der Bodenteilchen nicht mehr so überragend gross. Ein merklicher Anteil des Porenwassers ist durch die elektrischen Feldkräfte der Bodenstoffe sehr fest angelagert und schwer beweglich; die innersten Schichten der Wassermoleküle stehen unter Druck von Tausenden von Atmosphären. Die Durchlässigkeit kann bei sehr reinen dicht gelagerten «fetten» Tonen vollständig verschwinden, ist jedenfalls sehr gering. Bei Ton- und Lehm Böden, die neben kolloidalen Anteilen auch erhebliche Mengen Schluff oder Sand enthalten, wächst die Porenweite und damit die Beweglichkeit des Wassers oder die Durchlässigkeit. Von Wichtigkeit ist es auch, ob ein bindiger Boden Einzelkornstruktur aufweist oder ob die Kolloidteile ausgeflockt oder gekrümelte sind, ob sie dicht lagern, oder Wabenstruktur aufweisen mit grösseren Hohlräumen einer sonst dichteren Grundmasse. Dies hängt von den Vorgängen bei der Ablagerung des Bodens und von der elektrischen Aufladung der Bodenteilchen ab, die durch die Elektrolyte des Bodenwassers beein-

flusst wird, etwa durch Kalk- oder Salzgehalt. Die chemische Natur der Bodensstoffe hat wegen der verschiedenen chemischen Wertigkeiten oder elektrischen Ladungen Einfluss auf die Dicke der angelagerten und festgehaltenen Wasserhüllen der Bodenteilchen und damit auf deren Beweglichkeit. So trägt das einwertige Natrium viel stärkere Hüllen als das zweiwertige Kalzium oder das dreiwertige Aluminium. Kieselsäure in Form von Quarz kann als abgesättigte Verbindung an seinen Kristallgitterflächen- Kanten und-Ecken die Dipole der Wassermoleküle mit geringer Kraft oder in dünnerer Schicht binden. Die Silikate des Tonen dagegen, an deren Ecken und Kanten freie Ladungen — und zwar vorwiegend negative — der Anionen des Raumgitters auftreten adsorbieren kräftig die apolaren Wassermoleküle und ziehen auch polar geladene Kationen der Bodenlösung an ³⁾, die ihrerseits wiederum Wasser anlagern, soweit es ihre freien Restladungen gestatten. (Hydratation.) Zur vollen Sättigung der Kationen gehören sehr beträchtliche Wassermengen; konzentrierte Bodenlösungen entziehen den kolloiden Bodenteilchen das angelagerte Wasser teilweise (Dehydratation).

Die Anlagerung von Wasser und Wasserdampf (*Hygroskopizität*) wird als Mass der Oberflächenentwicklung des Bodens benutzt. Dies ist aber nur unter einschränkenden Bedingungen statthaft, da die angelagerte Wassermenge — wie gesagt — wesentlich von der Zahl der sorbierenden Teilchen in der Raumeinheit, ihrer chemischen Natur und der der ihnen angelagerten Ionen abhängt. Für die Bestimmung der Hygroskopizität nach *Mitscherlich* ⁵⁾ (Vergl. S. 42) ist das Verfahren einwandfrei, da gerade dabei die grösste Hydratation erreicht und all das Wasser angelagert wird, das zur Entbindung der vollen Benetzungswärme erforderlich ist. ³⁾

Kolloidkationen und -anionen des Bodens lagern sich unter dem Zug ihrer entgegengesetzten Ladungen aneinander und bilden grössere Einheiten unter Verkleinerung ihrer Oberfläche und damit der angelagerten Wassermenge, sie koagulieren oder flocken; diese Koagulate können irreversibel sein und Konkretionen im Boden bilden; meist sind sie reversibel und der Boden nimmt die ursprüngliche Wassermenge wieder auf. Durch die Verdrängung einwertiger hochhydratisierter Kation (z. B. Na) durch mehrwertige geringer hydratisierter (wie Ca und Al) werden die Bodenteilchen unter Wasserabgabe zusammengeklammert, was zur Krümelung des Bodens führt; umgekehrt führt die Verdrängung mehrwertiger Kationen durch einwertige zur Einzelkornstruktur (Peptisation) und

bei reichlicher Wassermenge zur Auflösung des Bodens. Wenig hydratisierte kolloidale Teilchen werden durch Anlagerung von hochhydratisierten kolloidalen Teilchen gegen das Flocken geschützt (Schutzkolloide, z. B. kolloide Kieselsäure, Humussubstanzen).

Diese hier nur kurz gestreiften Umsetzungen haben für die Festigkeitseigenschaften und Durchlässigkeit des Bodens grosse Bedeutung, da der Boden im Damm von Lösungen verschiedener Art durchzogen und unter Umständen auch planmässig durch Zusatz von Kalkmilch oder Kalkpulver beeinflusst wird. Ebenso sind diese chemischen Verhältnisse bei der laboratorischen Untersuchung der Böden wichtig.

Der Gestalt der Teilchen in kolloidalen Böden wird von manchen Forschern ²⁾ eine wesentliche Bedeutung für ihr Verhalten beigemessen; dünne Schüppchen, wie sie dem Ton, Glimmer, Talk u. a. zugeschrieben werden, verbiegen sich unter der Einwirkung von Druck stärker als rundliche Teilchen, wie Quarz; sie haben im Verhältnis zum Gewicht grössere Oberfläche und grössere Berührungsfläche, sie neigen dazu, sich in paralleler Schichtung abzulagern, wodurch die Bildsamkeit und Kohäsion gefördert wird. Demgegenüber muss aber doch das verschiedenartige elektrochemische Verhalten der Substanzen bindiger und körniger Böden als Hauptursache ihres verschiedenen physikalischen Verhaltens betrachtet werden.

Eigenartige Wirkungen kann das Wasser in Form von *Eis* im bindigen Boden haben, etwa in der Dichtungsschicht unter der Böschung, während im körnigen Boden diese nachstehend beschriebenen Erscheinungen nicht auftreten. Bei Ton führt die Raumausdehnung des Wassers beim Gefrieren nicht zu gleichmässiger Ausdehnung des Bodens. Vielmehr lagert sich das gefrierende Wasser besonders dort an, wo zuerst Anfänge von Eiskristallen entstanden sind. Hier bilden sich bald grössere Eiskristalle, die die Tonteilchen, sich gewaltsam Raum schaffend, bei Seite schieben, aus der Umgebung weitere — möglicherweise sogar unterkühlte — Wasserteilchen anziehen und als Eiskristalle anlagern. Neben der Volumenvermehrung und Auflockerung verbleibt so nach Auftauen des Eises ein Netz von feinen bis gröberen Kanälchen bis ins Innere des Tons. ¹²⁾ Es entstehen Eislagen und Aufpressungen und beim Auftauen Wasseranreicherungen und dadurch Bodenerweichungen.

b) *Druck und Druckänderungen im wasserhaltigen Boden.*

Zwischen der äusseren Last und dem inneren Druck des polydispersen Systems Boden-Wasser muss Gleichgewicht herrschen. Andernfalls tritt Bewegung ein, teils des Wassers, teils des Bodens. Der Gleichgewichtszustand heisst der *natürliche Wassergehalt* des Bodens.

1) *Körniger Boden.*

In *körnigem Boden* ist die Sorption sehr schwach, die Hygroskopizität klein, die angelagerten Wasserschichten stehen unter geringem Druck; die einzelnen Bodenkörner, nur getrennt durch sehr dünne Wasserhüllen, berühren sich daher fast unmittelbar und befinden sich in stabiler Lagerung. Allerdings braucht diese nicht die engste Packung mit dem kleinsten Porenvolumen zu bedeuten. Insbesondere kann bei unregelmässiger Kornform, z. B. splittigen, plattigen oder stäbchenförmigen Körnern eine sperrige Lagerung mit viel grösseren Porenvolumen vorhanden sein, je nach den Umständen bei der Bildung des Bodens. Geht der Boden aus der sperrigen Lagerung in eine dichtere über, so «setzte er sich» unter oft beträchtlicher Volumenverminderung. Diese Umlagerung kann durch fliessendes Wasser, vor allem aber durch Erschütterung (Rütteln, Rammen, Schwingungen) hervorgerufen werden. Steigerung des ruhenden äusseren Druckes wirkt nicht so stark auf Umlagerung und Verdichtung; auch die Verkleinerung der an sich schon schwachen Wasserhüllen bei Druckvermehrung bringt eine nur unerhebliche Bodenverdichtung mit sich, dagegen kann die Drucksteigerung die Bodenteilchen zertrümmern und elastisch verformen, was ebenfalls eine Verdichtung des Bodens erzeugt. Das Volumen des Wassers selbst oder seine Dichte ändert sich bei den in Betracht kommenden Drucksteigerungen praktisch garnicht.

Durch Verdichtung des Bodens infolge Drucksteigerung oder Erschütterung wird Wasser überschüssig, es ist mehr vorhanden, als zur Füllung der Poren nötig ist. Bei körnigen Böden fliesst es im allgemeinen rasch ab. Bis dies geschehen, steht es unter Ueberdruck (Zustand der *Uebersättigung* oder des gespannten Porenwassers); die Reibung der festen Körner ist herabgesetzt, der Boden neigt zum Fliessen oder Schwimmen, er nimmt die Eigenschaften einer schweren Flüssigkeit an. Merkliche Abflussverzögerung kommt nur bei sehr feinen und gleichkörnigen Böden vor, weshalb diese fliessgefährlich sind. Bei Druckminderung nimmt körniger Boden

sehr wenig Wasser auf, er «quillt» sehr schwach; denn nur die elastische Formänderung geht zurück und die Wasserhüllen der Körner wachsen etwas, die Verdichtung durch Umlagerung und Zertrümmerung dagegen bleibt bestehen.

Solange das Wasser nicht nachgedrungen ist (Zustand der *Untersättigung*) entsteht eine Zugkraft in dem Porenwasser, die den Boden verdichtet; an der Grenze mit Bodenluft bilden sich hohle Menisken, auch tritt Luft in den Boden. Dieser erhält eine geringe vorübergehende Kohäsion. Wie eine Druckverminderung wirkt auch eine Wasserentziehung durch Verdunstung.

Die Durchlässigkeit des Bodens und die Geschwindigkeit der Wasserbewegung richtet sich nach der Porenziffer und nach der Porenweite.

Die feinsten körnigen Böden (Staubsand, umgelagerter Löss, Schluff), die im reinen Zustand nur schwache Kohäsion zeigen, können recht schwer wasserdurchlässig sein. Gleichwohl wird man sie als Dichtungsboden nur ausnahmeweise verwenden, weil sie — wie erwähnt — unter Wasserüberdruck zum Ausfliessen neigen; sie müssten also zwischen filterartig wirkende durchlässigere Bodenschichten eingelagert werden, was beim Bauvorgang zu Schwierigkeiten führt. Bei sehr grossen Dammstärken kann ihre Verwendung in Frage kommen. So sind chinesische Stromdeiche aus dem dort einzig vorhandenen Löss gebaut.

2. Bindiger Boden.

In *bindigen Böden* ist dagegen die Sorption der Teilchen stark, die angelagerten Wasserhüllen sind dick, der Druck darin ist sehr beträchtlich. Um die Wasserhüllen zu verkleinern, sind grosse *Drucksteigerungen* nötig. Das ausgequetschte Wasser kann durch die äusserst feinen Poren nur sehr langsam entweichen, zumal die freie Porenweite durch das fest angelagerte Wasser verkleinert ist. (*Zustand der Uebersättigung des Bodens.*) Das gespannte freie Porenwasser überträgt den grössten Teil der Druckvermehrung normal zur Porenwandung; der Druck in den Berührungsflächen der Bodenteilchen und damit die innere Bodenreibung wächst daher nicht mehr im gleichen Verhältnis, wie die mit den äusseren Kräften wachsenden Tangentialspannungen. Es entsteht so in dem Dammkörper die Neigung zu rutschen, d. h. in grösseren zusammenhängenden Massen auf bestimmten Gleitflächen sich in Bewegung zu setzen. Ist das überflüssige Wasser im Laufe der Zeit entwichen,

so hat sich der Boden verdichtet, seine Teilchen haben sich einander genähert, sein Rauminhalt ist geschrumpft. Der neue Gleichgewichtszustand entspricht dem *natürlichen Wassergehalt* bei dem erhöhten Druck. Die Menge des abgequetschten Wassers entspricht im ersten Zeitabschnitt dem Betrage der Schrumpfung; im zweiten Abschnitt kann durch Verdunstung und Eintritt von Luft in den Boden Wasser entweichen, ohne dass die Schrumpfung merklich fortschreitet. Im neuen Gleichgewichtszustand ist die Schubfestigkeit gegenüber dem Ausgangszustand vergrössert.

Lässt der Aussendruck wieder nach, so nimmt der Boden durch Hydratation der Kolloidteilchen und elastisches Nachgeben wieder Wasser auf, die Teilchen entfernen sich dabei voneinander: der Boden quillt unter grosser Druckentwicklung; in einzelnen Fällen erweicht oder verflüssigt er sich sogar, je nach der Natur der Bodensubstanz und der Bodensalze.

Solange nicht das Gleichgewicht zwischen dem verminderten äusseren Druck und der vollen Sättigung der Sorptionkomplexe des Bodens durch angelagertes Wasser hergestellt ist, sind Zugkräfte (osmotischer Druck) im Porenwasser, die die Bodenteilchen in engerer Lage zu halten suchen und damit die *scheinbare Kohäsion* des Bodens hervorrufen (*Zustand der Untersättigung* des Bodens).

In vielen Fällen nimmt der Boden bei nachlassendem Aussendruck weniger Wasser auf als ausgequetscht war, es verbleibt eine dauernde Bodenverdichtung durch verstärkte *Oberflächenanziehung* der Teilchen; die echte Kohäsion ist gegenüber dem Ausgangszustand vermehrt.

Erdgeschichtliche Vorgänge haben solche Veränderungen im Boden in vielen Fällen hervorgerufen (Auflagerung starker Erdschichten, geologische Faltungen, Eisdruck). Bindige Böden in verdichtetem Zustand sind oft besonders wasserundurchlässig und widerstandsfähig gegen Angriffe strömenden Wassers (Verwendung von Geschiebemergel beim Hindenburgdamm-Sylt - Festland oder beim Abschlussdamm der Zuidersee). Auch künstliche Behandlung (Stampfen, Rammen, Walzen) erhöht die Dichte bindigen Bodens, allerdings meist nur in bescheidenem Masse, weil er seitlich ausweicht, weil die Einwirkung des künstlichen Druckes nur kurz ist, sodass das überschüssige Wasser nicht abfliessen kann, und weil bei nachlassendem Druck der ihm entsprechende natürliche Wassergehalt und das Volumen sich wieder einstellt. Er zeigt sich als gleichsam elastisch.

Ist der bindige Boden ursprünglich in lockerer Lagerung mit

Schrumpfung besonders grosses Ausmass erreichen. Starke Schrumpfung durch Austrocknung an der Luft erzeugt Schrumpfrisse.

Die Wasseraufnahme lufttrockenen bindigen Bodens kann zum Zerfall führen, weil das mit grosser Energie eindringende Wasser die Luft zusammenpresst, die nun Sprengwirkung ausübt. Auch die Quellung der äusseren Schichten führt zu einer fortschreitenden Ablätterung. Schrumpfrisse schliessen sich beim Quellen nicht wieder, wenn der Boden beim Schrumpfen eine bleibende Verdichtung erfahren hatte.

Die Durchlässigkeit und Wassergeschwindigkeit in fetten bindigen Böden ist wie erwähnt sehr klein, in den feinsten Tonen praktisch verschwindend. Deshalb kann der rutschgefährliche Zustand der Uebersättigung sehr lange anhalten, während andererseits untersättigte Böden mit scheinbarer Kohäsion lange standfest bleiben können.

In sehr fetten Tonböden gibt es keinen einheitlichen Grundwasserstand, den man in einem Beobachtungsrohr messen könnte; obwohl der Boden einen hohen Anteil Wasser enthalten kann, es wird durch seine kapillare Oberflächenspannung am Eintritt in den Luftraum des Rohres verhindert; ebenso wird der Begriff einer Sickerlinie gegenstandslos. Dies ist bei «Grundwasserbeobachtungen» in solchen Dämmen und im Untergrund zu beachten.

III. UNTERSUCHUNGSVERFAHREN.

1) Bei *Vorbereitung des Baues* werden die für den Aufbau des Dammes in Frage kommenden Gesteine und Böden nach ihrer Menge, nach dem Grade der Schwierigkeit ihrer Gewinnung und Förderung und nach ihrer Eignung für die verschiedenen Teile des Dammes bestimmt; erst auf Grund der Ergebnisse kann der Entwurf des Dammes im einzelnen gestaltet werden.

Die dabei gleichzeitig zu klärenden Fragen des Baugrundes, der Kosten u. a. m. gehören nicht in diesen Bericht.

2) Während der *Ausführung des Baues* sind fortlaufend die gewonnenen Baustoffe zu prüfen, zu sichten und plangemäss im Dammkörper zu verteilen, nötigenfalls auch von der Verwendung auszuschliessen. Ihre Behandlung beim Einbau ist zu überwachen (Mischung, Verdichtung, Regelung der Feuchtigkeit und dergl.). Hier sind Schnellprüfungen am Platze.

3) Am *fertigen Damm* sind die Bewegungen des Bodens und der Bauwerke in der Lotrechten und Wagerechten (Sackungen, Verdrückungen, Rutschungen, Ausbiegungen, Rissbildungen) zu beobachten, ferner das Verhalten des Wassers im und unter dem Damm (Wasserstandsbeobachtungen, Durchfeuchtungen, Quellungen, Auftrieb). Schliesslich kommen Messungen des Bodendruckes im Damminnern, Wärmemessungen, Färbungen, Versalzungen zur Beurteilung der Herkunft des Bodenwassers u. a. in Frage.

Die Verfahren der Untersuchung sollen hier nicht im einzelnen beschrieben werden; dazu reicht der Raum nicht. Man findet darüber in der angeführten Literatur das Nötige. Nur einzelne noch nicht veröffentlichte in der Berliner Versuchsanstalt entwickelte Untersuchungsarten sind näher erläutert.

a) *Die erdbautechnischen Untersuchungsverfahren bei Vorbereitung und Ausführung eines Dammbaues.*

1) *Schürfen und Bohren. Entnahme von Bodenproben.*

Der nach geologischen¹⁾, morphologischen und hydrographischen Gesichtspunkten getroffenen Auswahl der Sperrstelle eines Staubeckens folgt die Untersuchung der nach Bodenart, Mächtigkeit, physikalischen Eigenschaften, nach Entfernung und Höhenlage in Frage kommenden Dammbaustoffe. Sie erstreckt sich auch:

- 1) auf die Gewinnungsschwierigkeiten der Böden,
- 2) auf Streichen und Fallen der Schichten,
- 3) auf die Grundwasserverhältnisse,
- 4) auf die Entnahme von Bodenproben zur laboratorischen Untersuchung.

Die Bodengewinnungsstätten werden durch Schürfen und Bohren aufgeschlössen. Dem Schürfen ist trotz der hohen Kosten besonders bei Verzimmerung und Wasserhaltung der Vorzug zu geben, da hier eine unmittelbare Prüfung der unter 1 — 3 genannten Verhältnisse in den Stössen der Verschalung und auf der Sohle des Schachtes möglich ist. Eine Vermischung der Bodenarten bei der Probeentnahme ist hier nicht zu befürchten. Die Lagerungsverhältnis-

1) Leppla, A. Geolog. Vorbedingungen d. Staubecken. Wasserbau u. Wasserwirtschaft 1908.

Leppla, D. geolog. Voraussetzungen f. d. Errichtung von Talsperren in Deutschland. Deutsch. Wasserwirtsch. 1924.

Wilsen, J. Geolog. Voraussetzungen f. Wasserkraftanlagen.

Terzaghi, K. v. Ueber den Einfluss untergeordn. geolog. Einzelheiten auf die Sicherheit von Dammbauten. Wasserwirtschaft 1930.

se und die Wasserführung sind klar zu erkennen. Auch die Entnahme und die Wasserführung sind klar zu erkennen. Auch die Entnahme von Bodenproben, auch orientierter Proben, im *ungestörten* Zustande ist im Schürfschacht jederzeit möglich. Das auf Grund vereinzelter Schürflöcher festgestellte Bodenprofil wird durch Bohrungen zu ergänzen sein, zumal in glazialen Ablagerungen, da hier die Böden in ihrer Zusammensetzung oft sehr rasch wechseln.

Zu 4). Für die Entnahme, Verpackung und den Versand von Bodenproben zwecks Untersuchung im Laboratorium sind durch die Berliner Versuchsanstalt und durch die Gesellschaft für Bauwesen Merkblätter herausgegeben; es sei hier darauf verwiesen und ergänzend bemerkt:

Zur Entnahme ungestörter Bodenproben aus Bohrlöchern benutzt man Bodenstanzen verschiedener Bauart. *John Olsson*²⁾ beschreibt einen Kolbenbohrer, der von Hand bedient aus bindigen Böden Kerne von rd. 64 cm Länge bei 4 cm Φ herausstanzt. Bei günstigen Verhältnissen kann er bis zu Tiefen von etwa 10 m arbeiten. *J. Ehrenberg* hat eine Bodenstanze gebaut, die im Verlauf von Bohrungen mit gewöhnlichem Gerät bei 137 mm Manteldurchmesser und gewöhnlichem Gestänge gegen die üblichen Bohrgeräte, Schappe usw., ausgewechselt werden kann und bei bindigen Böden aus gewünschten Tiefen (erprobt bis 25 m) Proben in ungestörtem Zustande ausstanzt. Die Länge der 10 cm starken Kerne beträgt bis zu 60 cm. Die Probe sitzt in einer zweiteiligen Messinghülse, mit der das Stanzrohr ausgefüllt ist. Diese Messinghülse ist leicht herausnehmbar und dient zugleich als Behälter beim Verschicken der Proben. Zur Untersuchung lässt sich die Probe leicht von der zweiteiligen Hülse befreien. Beim Abreißen der Probe und Aufholen wird sie im Stanzrohr durch einen oberen luftdichtschliessenden Kolben festgehalten, der sich selbsttätig festspreizt. Der zum Ausstanzen erforderliche Druck der hydraulischen Pressen wird gemessen und gibt einen Einblick in die Tragfähigkeit des Bodens, falls er als Baugrund in Betracht kommt.

*Burckhardt*³⁾ beschreibt ein Gerät, mit dem ein ungestörter Querschnitt aus dem Untergrund entnommen und dem Untersuchenden offen zutage gebracht werden soll, sodass die erforderlichen Angaben über die Schichtenfolge und deren Mächtigkeit, die Grundwasserhöhe, die Felshöhe sowie die etwaige Verwertbarkeit des Untergrundmaterials nach Menge, Zusammensetzung,

2) Olsson, J. «Kolvborrh. Tekn. Tidskr.», Febr. 1925.

3) Burckhardt, E. «Zur Aufschliessung des Untergrundes» Bautechn. 1931 Heft 17.

Korngrösse und Sauberkeit zweifelsfrei gemacht werden können (erprobt bis rd. 23 m). Das Gerät scheint besonders für die Aufschliessung von Schichten aus Trümmergesteinen, Geröllen, leichten Felsarten geeignet zu sein.

Der Deutsche *Ausschuss für Baugrundforschung* bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen hat Vorschläge für die einheitliche Benennung der Schichtenverzeichnisse aufgestellt. Es wird damit bezweckt, in den Schichtenverzeichnissen anstatt der Unzahl der bisher üblichen Bezeichnungen nur wenige klare und eindeutige erscheinen zu lassen und diesen Schichtenverzeichnissen eine einheitliche und übersichtliche Form zu geben. *)

2) *Untersuchung des Bodens im Laboratorium.*

Im Laboratorium wird der Boden bei der Verwendung als Dammbaustoff in der Hauptsache nach zwei Richtungen hin untersucht:

- a) auf seine Standfestigkeit in Böschung und
- b) auf sein Verhalten zu Wasser und Luft.

Es besteht eine Abhängigkeit von a) zu b).

Auf Grund der Ergebnisse dieser Prüfung wird zu entscheiden sein, ob sich ein Boden als Baustoff für die Dichtungsschicht, für den Stützkörper usw. eignet.

Zu a) ist die Schubfestigkeit des Bodens zu bestimmen, da sich hieraus die Böschungsneigung ermitteln lässt, bis zu der ein Boden bei gegebener Dammhöhe und den zu erwartenden hydrostatischen und hydrodynamischen Beanspruchungen noch standfest ist.

Die Schubfestigkeit setzt sich zusammen aus innerer Reibung und Haftfestigkeit (Kohärenz, Kohäsion). Die Reibung ist der in der gleichsam verzahnten Berührungfläche der Bodenteilchen vorhandene Widerstand gegen eine Verschiebung, Verformung oder Zertrümmerung, der abhängig ist von dem Druck auf diese Fläche und von ihrer Beschaffenheit.

Die als echte oder scheinbare Haftfestigkeit bezeichneten Kräfte beruhen auf der Oberflächenanziehung der Bodenteilchen und der Zähigkeit der ihnen angelagerten hochverdichteten Wasserschichten (vergl. S. 29). Solange der Wassergehalt unverändert bleibt, ist die Haftfestigkeit unabhängig vom Flächendruck. Verminderung des

*) Zu beziehen von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, Berlin NW. 7, Ingenieurhaus.

Wassergehaltes unter vermehrtem Druck bedeutet Abfließen der weniger verdichteten Anteile, also Erhöhung der Haftfestigkeit.

a) *Kornzusammensetzung.*

Reibung und Kohäsion stehen im engen Zusammenhang mit der Kornzusammensetzung eines Bodens. Jede Untersuchung beginnt zweckmässig mit der Zerlegung des Bodens in seine Einzelbestandteile. Sie ist für die Beschreibung des Bodens unerlässlich. Bei dieser Zerlegung durch Sieben, durch Schlämmen oder durch Sedimentieren lassen sich viele Eigenarten des Bodens beobachten in Bezug auf Kornform, auf Strukturverhältnisse (Einzelkorn- Krümelstruktur), auf Mineralarten u. s. f.

Eine Korngrösseneinteilung ist auf S. 22 dieses Berichtes gegeben. Die Anteile > 20 mm werden durch unmittelbares Ausmessen bestimmt.

Kohäsionslose Sande und grobe Mehlsande bis herab zu 0,06 mm Durchmesser werden durch Sieben getrennt. Man siebt zweckmässig mit Hilfe einer Siebmaschine, da hierdurch alle subjektiven Fehler (wie bei Handsiebung, zumal bei einer grösseren Anzahl von Proben) vermieden werden.

Die Siebe bestehen aus Holzrahmen oder aus Siebbüchsen von gezogenem Messingrohr, die mit gebohrten Siebblechen oder Prüfsiebgeweben nach Din 1171 versehen sind. Siebe mit Rundlöchern gibt es herab bis zu Bohrungen von 0,5 mm. Drahtgewebe für Prüfsiebe erhält man in gewissen Abstufungen zwischen 6 — 0,06 mm lichter Maschenweite (Din 1171), das sind 1 bis 10 000 Maschen je cm^2 .

Die feinen Mehlsande, Schluffe und die kohärenten Böden werden nach Aufbereitung (Aufreiben mittels Pinsels in destilliertem Wasser, nötigenfalls unter Zusatz eines Elektrolyten, Behandlung in der Schüttelmaschine u. s. f.) durch Spül- oder Sedimentierverfahren in ihre Korngrössen zerlegt. Die Spülverfahren mit aufsteigendem Wasserstrom gestalten Korngrössentrennungen bis herab zu 0,01 mm = 10 μ . Die Sedimentierverfahren in ruhendem Wasser benutzt man zur Bestimmung von Korngrössenanteilen im Bereich zwischen 20 und 1 μ ; diese Arbeiten müssen bei möglichst gleichbleibender Temperatur im thermostatischen Raum durchgeführt werden, da hier Temperaturschwankungen das Ergebnis stark beeinflussen.

Den schwierigsten Teil der Schlämm- bzw. Sedimentieranalyse bildet die Vorbehandlung der Proben, die dazu dient, den Boden

in seine Einzelteilchen zu zerlegen. Elektrolytreiche Feinstböden setzen diesem Bestreben oft recht grossen Widerstand entgegen. Langwieriges Auswaschen des Bodens mit destilliertem Wasser mit Hilfe einer Pukallkerze wird oft erforderlich. Während bei einigen Böden für die Aufbereitung die Behandlung in der Schüttelmaschine von Vorteil ist, erreicht man bei anderen hierdurch gerade ein Ausflocken, ein Zusammenballen der Teilchen.

Die grossen Unterschiede, die die verschiedenen Untersuchungsverfahren bei Zerlegung ein- und desselben Bodens ergeben, liegen meist nicht in der Unzulänglichkeit der Methoden selbst, sondern in der Verschiedenartigkeit der Vorbehandlung der Proben. Es sei hier auf die einschlägigen Arbeiten verwiesen.⁴⁾ Es bleibt noch zu berücksichtigen, dass sich die Fallgeschwindigkeit der Teilchen vom spezifischen Gewicht, von Gestalt und Schwerpunktlage als abhängig erweist, sodass durch die Schlamm- und Sedimentierverfahren die aus stofflich wie gestaltlich so verschiedenen Mineraltrümmern zusammengesetzten bindigen Böden nicht nach Korngrössen gesondert werden, sondern wie Ramann⁵⁾ sich ausdrückt nach «Teilchen von gleichem hydraulischen Wert».

Für die Spülmethode sind in Deutschland die Apparaturen nach Schöne, Kopetzky, Schulze-Harkort u. a. gebräuchlich. Für Sedimentierverfahren der Wiegner'sche Apparat, der von verschiedenen Seiten verbessert wurde, eine Apparatur nach Sven Odén, Sedimentierzylinder nach Atterberg, Köttgen u. a., Pipettierapparat nach Köhn u. a.

Die Ergebnisse der Korngrössenbestimmung werden nach Hundertsteln des Gesamtrockengewichtes umgerechnet, über den abnehmenden Korndurchmesser geordnet, entweder als Mischungsstufenlinie aufgezeichnet oder häufiger als Mischungssummenlinie. Zweckmässig trägt man die Korngrössen in logarithmischer Teilung auf, um das Intervall der bodenkundlich besonders wichtigen kleinen Kornfraktionen zu vergrössern. Die Abb. 25 zeigt diese Auftragung an für Vertreter verschiedener Bodenarten.

4) Bericht über die zweite Tagung des Unterausschusses für kulturtechnische Bodenuntersuchungen, Kulturtechniker 1925. — Zunker, F.: Gebrauchsanweisung zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche des Bodens Ebenda 1926. — Hahn, V. v.: Dispersoidanalyse, Dresden-Leipzig 1928. Oden, Sven: Ueber die Vorbehandlung der Bodeproben zur mechanischen Analyse, Bull. geol. Inst. Upsala 16 (1919). — Schubert, H.: Einfluss der Vorbehandlung der Böden auf die Ergebnisse der mechanischen Bodenanalyse Kulturtechniker 1929 Heft 3. — Gessner, H.: Die Schlammanalyse, Leipzig 1931 (dort weitere eingehende Literaturangaben).

5) Ramann, E.: Bodenkunde, Berlin 1911.

Kornzusammensetzung verschiedener Bodenarten.

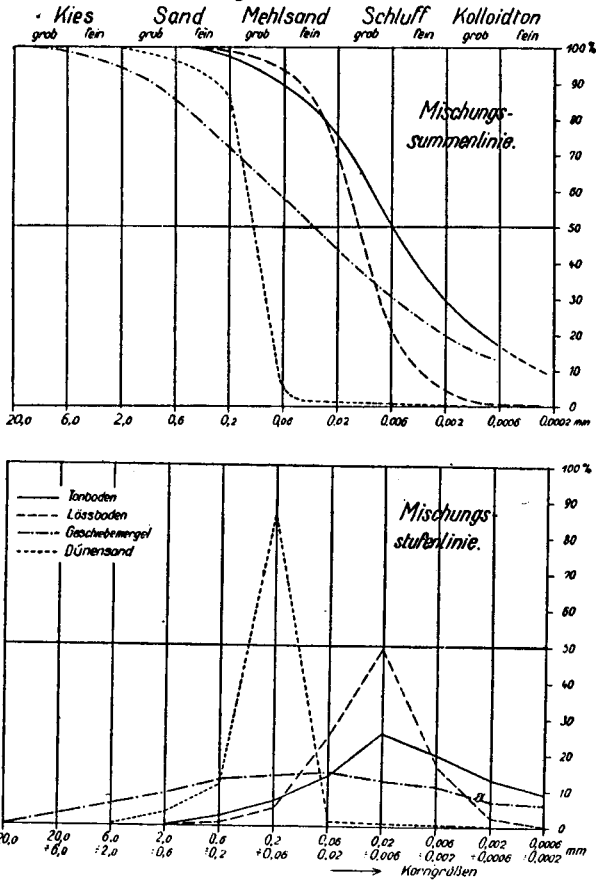


Abb. 25.

β) Schubwiderstand.

Der vielleicht wichtigste Teil der Untersuchung von Böden für Dammbauten ist die Feststellung ihres Schubwiderstandes. Bodenarten ohne Haftfestigkeit, wie lehmfreie, völlig trockene oder völlig wassergesättigte Sände, böschen sich gleichmässig entsprechend ihrem Reibungswinkel. Haftfeste Böden dagegen können im Zustand der Untersättigung je nach dem Grade ihrer Kohärenz bis zu gewisser Höhe in steiler, ja selbst überhängender Wand stehen.

Da aber bei gleichbleibenden Wassergehalt der von der Haftfestigkeit abhängende Teil des Schubwiderstandes nur mit der ersten Potenz der Höhe zunimmt, während die Massenkräfte (Gewicht Wasserdruck) und auch der Reibungswiderstand mit der zweiten Potenz der Höhe wachsen, verschwindet bei zunehmender Höhe der Einfluss der Haftfestigkeit auf die Böschungsneigung immer mehr, sodass die zur Standfestigkeit eines Erdkörpers erforderliche Böschung mit zunehmender Höhe immer flacher wird, und schliesslich das Böschungsverhältnis vom Gewicht und dem Reibungsbeiwert allein abhängig bleibt.

Bei der Bestimmung des Schubwiderstandes sind Druck und Wassergehalt in verschiedenem Zusammenwirken so zu wählen, wie sie im Bauwerk wahrscheinlich oder auch nur möglich sind. In der Regel ist festzustellen:

- 1) Schubwiderstand des Bodens im «gewachsenen Zustande», und bei gleichbleibendem Wassergehalt,
- 2) Schubwiderstand des aufbereiteten Bodens bei «natürlichem, dem Bodendruck angepassten Wassergehalt» (vergl. S. 27/28). Hierbei kann noch unterschieden werden, welcher Teil des Schubwiderstandes auf die Haftfestigkeit entfällt und welcher der inneren Reibung zuzuschreiben ist.

In der Auftragung (Abb. 26) als Beispiel sind erstens die Schub-

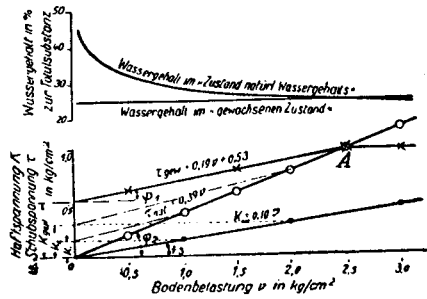


Abb. 26.

Schubspannung und Wassergehalt in Abhängigkeit von der Bodenbelastung

widerstandswerte τ_{gew} angegeben (mit x bezeichnet), wie sie für den Versuchsboden im «gewachsenen Zustande» bei gleichbleibendem Wassergehalt (hier rd. 25 % zur Totsubstanz) ermittelt wurden. Zweitens wurden die Schubwiderstandsbeiwerte τ_{nat} für den natürlichen Wassergehalt eingetragen, die folgendermassen ermittelt wurden.

Derselbe Boden wurde nach Anreicherung mit Wasser in die Versuchsrahmen eingebracht. Seine ursprüngliche Textur wurde hierbei gestört, was bei Verwendung als Dammbaustoff ja auch mehr oder weniger geschieht. In diesen Versuchsrahmen wurde der Boden mehrere Tage mit 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,0; 3,0 kg/cm² unter Wasser belastet. Für die verschiedenen «Zustände des natürlichen Wassergehaltes», die sich hierbei einstellen, wurde nun der Schubwiderstand jedesmal bei der angegebenen Bodenbelastung ermittelt. In der Auftragung (Abb. 26) sind es die mit o bezeichneten Punkte. Aus den beiden Punktreihen ergeben sich die Schubwiderstandslinien ($\tau_{\text{gew.}}$ und $\tau_{\text{nat.}}$ = Linien). Nach jedem Einzelversuch wurde der Wassergehalt der Bodenprobe bestimmt und in der Wassergehaltslinie dargestellt.

Die $\tau_{\text{nat.}}$ - Linie ist um den $\angle \varphi_1$ gegen die Horizontale geneigt und schneidet auf der Ordinatennachse den Wert $k_{\text{gew.}}$ ab, ein Maß für die Haftfestigkeit des Bodens im gewachsenen Zustande.

Die $\tau_{\text{nat.}}$ - Linie schneidet, da der Boden voll aufbereitet und wassergesättigt war, am Koordinatenanfangspunkt ein und ist um den $\angle \varphi_2$ (Schubwiderstandswinkel) gegen die Horizontale geneigt. $\text{tg } \varphi_2$ ist der Schubwiderstandsbeiwert für natürlichen Wassergehalt.

Bei bindigen Böden ist $\text{tg } \varphi_2$ noch zu zerlegen in die Anteile für Reibung und Haftfestigkeit. Zur Ermittlung der Haftfestigkeit werden mehrere Proben des Bodens mit z. B. 1 kg/cm² vorbelastet und unter geringeren Auflasten (also im Zustand der Untersättigung) abgeschert, eine weitere Reihe wird mit 2 kg/cm² vorbelastet und ebenfalls mit darunterliegenden Auflasten abgeschert. Man erhält so die gestrichelten Linien, die auf der Ordinatennachse die Werte k_1 und k_2 abschneiden, die bei $v = 1,0$ bzw. $v = 2,0$ abzutragen, Punkte für die $\tau_{\text{nat.}}$ - Linie ergeben, die um den $\angle \varphi_3$ (Haftfestigkeitswinkel) gegen die Horizontale geneigt ist. Damit wird $v \cdot \text{tg } \varphi_2$ die Haftfestigkeit; der Rest $v \cdot (\text{tg } \varphi_2 - \text{tg } \varphi_3)$ der Reibungswiderstand.

In Abb. 26 ist der Verlauf der $\tau_{\text{nat.}}$ - Linie geradlinig. Bei elektrolytreichen bindigen Böden ist öfter eine Abweichung zu beobachten. Infolge Krümelung des Bodens wird im unteren Bereich bei Bodenbelastungen von etwa < 1 kg $\text{tg } \varphi_2$ zunehmend größer und erhält hier Werte, die dem Schubfestigkeitsbeiwert von Mehlsanden nahekommen (vergl. Abb. 27 Boden I. u. II.) Die Haftfestigkeit verringert sich bei der Krümelung, jedoch sind die Aen-

derungen sehr gering, sie liegen innerhalb des Fehlerbereichs des Messgerätes. Bei Bodenbelastungen von etwa $\sigma > 1,0 \text{ kg/cm}^2$ kommt die Krümelbildung nicht mehr zur äusseren Auswirkung (vergl. auch Abb. 26 u. 27).

Aus der Abb. 26 ist zu entnehmen, wie der «gewachsene Boden» im Bereich links von A, infolge grösserer Kohäsion (herrührend aus früherer Beanspruchung durch Gebirgsdruck, Eislast u. a. und aus Oberflächenspannung des Porenwassers infolge Untersättigung) grösseren Schubwiderstand aufweist als im «Zustande natürlichen Wassergehaltes», wie dann aber durch Texturstörung und Wassersättigung die Haftfestigkeit k_{nat} verschwindet und die Schubfestigkeit dieses Bodens bis auf τ_{nat} heruntergeht. Bei σ von $2,5 \text{ kg/cm}^2$ sind Wassergehalt und Schubwiderstand im gewachsenen und im aufbereiteten Zustand gleich. Bei höherer Belastung will sich der «gewachsene» Boden unter Wasserabgabe auf «natürlichen Wassergehalt» einstellen. Dies kann bei bindigen Böden — wie bereits auf S. 28 erwähnt — längere Zeit dauern. Während dieser Dauer ist der Schubwiderstand geringer als im «Zustande natürlichen Wassergehaltes» (s. den Verlauf der τ -Linien rechts von A).

Die zur Herbeiführung der Gleitung erforderliche Schubspannung ist bei natürlichem Wassergehalt

$$\tau = \mu \cdot \sigma$$

Hierin ist $\mu = \text{tg } \varphi_2$ der Schubwiderstandsbeiwert.

Mit Hilfe der Wassergehaltskurven lässt sich bei wassergesättigtem, also luftfreiem Boden die Porenziffer bestimmen und damit der Grad der Verdichtung, den der Boden unter dem bestimmten Drucke allmählich erhält.

Aus den Wassergehaltskurven ist ferner zu entnehmen, mit welchem Wassergehalt bindige Böden in Dammschüttungen zweckmässig eingebracht werden, um sie entsprechend ihrer späteren Auflast genügend verdichten zu können und damit Setzungen und Rutschneigungen hintenanzuhalten.

Die hier angegebenen Untersuchungen werden bei der Berliner Versuchsanstalt mit Hilfe der Apparatur nach Krey durchgeführt; es sei auf die einschlägige Literatur verwiesen.⁶⁾

Der Bodenverdichtungsprüfer der Versuchsanstalt für Wasser-

6) H. Krey, Erddruck, Erdwiderstand, 4. Aufl. bearbeitet v. J. Ehrenberg, Berlin 1931.

B. Tiedemann, Die Bedeutung des Bodens im Bauwesen, Handb. d. Bodenkunde von E. Blank, Bd. X 1932.

bau und Schiffbau (v. S. 45, Abb. 29) gestattet auch, den Schubwiderstand zu bestimmen und zwar auch bei steinigten Böden und in größeren Abmessungen der Probe, wenn man den seitlichen Flüssigkeitsdruck so weit vermindert, dass der Probekörper durch den lotrechten Druck zerstört wird.

Auch von anderer Seite sind Apparaturen zur Bestimmung des Schubwiderstandes konstruiert, so von Müller-Breslau ⁷⁾, Nils Westerberg, ⁸⁾ Streck, ⁹⁾ Stiny, ¹⁰⁾ Backofen, ¹¹⁾ Casagrande ^{11a)} u. a.

Unsere vorstehend aufgeführten Untersuchungen auf α) Kornzusammensetzung und β) Schubwiderstand sind noch zu ergänzen durch:

- γ) Feststellung des spezifischen Gewichtes,
- δ) Feststellung der Plastizitätsgrenzen,
- ϵ) Feststellung der Hygroskopizität,
- ζ) Feststellung des Kalkgehaltes.

γ) *Spezifisches Gewicht.*

Zu γ) Die Feststellung des mittleren spezifischen Gewichtes der Kornsubstanz geschieht mit Hilfe des Pycnometers oder der Apparatur nach Erdmenger-Mann, wie dies in allen bodenkundlichen Lehrbüchern angegeben wird. Die Bestimmung ist nur angenähert, da durch Adsorptionerscheinungen Fehler verursacht werden, aber genügend genau für erdbautechnische Untersuchungen. Es wird in der Regel genügen bei vorherrschendem Quarzgehalt bei Mineralböden ein spezifisches Gewicht von 2,65 der Errechnung von Porenvolumen und Raumgewicht zugrunde zu legen.

δ) *Plastizität.*

Zu δ) Atterberg versuchte die Bodenarten nach ihren Plastizitätszahlen in Plastizitätsklassen einzuteilen. Als Plastizitätszahl gilt der Unterschied zwischen dem Wassergehalt (in % der Trockensubstanz) an der Grenze des Fließens und dem Wassergehalt der Ausrollgrenze eines Tones. Die Fließgrenze ist die *obere* Grenze

7) Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart 1906.

8) Westerberg, N.: Jordtryck i kohäsionära jordarter. Tekn. Tidskr. Stockholm 1921 H. 3 — 5.

9) Streck, A.: Die Festigkeitseigenschaften bindiger Böden. Deutsche Tiefbauzeitung 1928 Nr. 33.

10) Stiny, J.: Zur Schubfestigkeit der Böden, Geologie u. Bauwesen 1929 H. 1.

11) Backofen, K.: Eine geotechnische Studie. Zentr. Bl. d. Bauverw. 1930 H. 18.

11a) Casagrande, A.: Proceedings Am. Soc. Civ. Eng. Nov. 1931.

11a) Kulka, H.: Versuche zur Bestimmung d. scherfestigkeit verschiedener Sande und Tone, Bauingenieur 1932 S. 431.

der plastischen Konsistenzform. In einer Porzellanschale wird ein Bodenkuchen von 4 cm Φ und 1 cm Stärke durch eine Furche in zwei Hälften zerlegt, deren untere Ränder sich kaum berühren. Der Wassergehalt des Bodens wird nun so lange erhöht, bis die beiden Hälften bei wiederholtem Erschüttern der Schale an der Trennungslinie bis zu einer Höhe von 1 mm zusammenfließen ¹²⁾ Casagrande hat für die Fließgrenzenbestimmung ein mechanisches Verfahren vorgeschlagen, wodurch alle subjektiven Fehler ausgeschaltet werden. ¹³⁾ Die Versuchsanstalt hat diese Klopfvorrichtung übernommen.

Die *untere* Grenze der plastischen Konsistenzform wird als Ausrollgrenze bezeichnet. Die Bodenprobe wird auf einem Blatt Papier mit der flachen Hand zu einem Draht von rd. 4 mm Φ ausgerollt, der Draht wird in sich zusammengebogen und neu ausgerollt. Die Ausrollgrenze gibt den Wassergehalt an, bei dem die Probe beim Walzen in kleinere Stücke zerkrümelt.

Die Plastizitätszahl kann nur zur *rohen* Einschätzung eines Bodens und Kennzeichnung von Bodengruppen ¹⁴⁾ benutzt werden. So gibt z. B. die Finnische Geotechnische Kommission folgende Plastizitätszahlen an:

Magere Tone	Plastizitätszahl	6 — 11
halbfette Tone	«	16 — 19
fette Tone	«	20 — 26
extrafette Tone	«	27 — 37

ε) *Hygroskopizität.*

Zu ε) Die von trockenem Boden in einer Wasserdampf-atmosphäre aufgenommene Wassermenge (hygroskopisches Wasser) ist — wie erwähnt — ein gewisses Mass der Summe der Oberflächen der einzelnen Teilchen (s. S. 25).

Nach dem Mitscherlich'schen Verfahren wird der bei 20°C über 10 % iger Schwefelsäure mit rd. 96 % des vollen Dampfdruckes bis zur Gewichtskonstanz mit hygroskopischem Wasser angereicherte Boden über Phosphorperoxyd getrocknet, Aus der Gewichts-differenz errechnet sich die Hygroskopizität in % der Trocken-

12) Atterberg, A.: Die Plastizität der Tone; Internat. Mitteilungen f. Bodenkunde, Bd. 1 1911 und Bd. 2 1912.

13) Casagrande, A.: Report on an investigation of the methods for determining, Atterbergs liquid, plastic and shrinkage limits of soils, their physical meaning and practical application.

14) Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieurgeologie Berlin 1929.

substanz des Bodens ¹⁵⁾. Bei gleichartigen *Mineralböden* liefert die Methode gute Vergleichswerte für die Oberfläche und damit für die Feinheit des Bodens. Bei humosen Böden spielt die mizellare Oberfläche innerhalb der Humussubstanzen eine Rolle. « Bodenarten von gleicher Hygroskopizität haben durchaus nicht auch sonst gleiche physikalische Eigenschaften » ¹⁶⁾. (S. S. 21 u. 25).

§) *Kalkgehalt.*

Zu 1). Die Bestimmung des Gehalts an kohlensaurem *Kalk* ist wichtig für die Beurteilung des physikalischen Verhaltens der Böden; sie dient zunächst zur Identifizierung der Böden nach Formationszugehörigkeit und Art. Lehm- und Tonböden mit Kalkgehalt werden als Mergel bezeichnet (Lehmmergel, Tonmergel, Kalkmergel, usw.). Bei tonreichen Böden verringert Kalk (insbesondere Aetzkalk) die Kohärenz, während Alkalikarbonat (und Alkalihydrat) diese steigert. Kalk wirkt auf die Tonkolloide ausflockend, krümelnd, Alkalikarbonat verstärkt den Solzustand der Kolloide und führt damit die Entstehung von Einzelteilchen herbei. Die Mergel sind infolge ihrer Krümelstruktur lockerer und wasserdurchlässiger als entsprechende Tone und Lehme in Einzelkornstruktur. Die Bodenkrümel erreichen nach verschiedenen Forschern eine Grösse von etwa 0,01 bis 0,03 mm (Grössenordnung Schluff bis feiner Mehlsand). Der kohlensaure Kalk ist bei seiner weiten Verbreitung in der Natur für die Krümelbildung der wichtigste Gemengteil. Die Bestimmung des Gehalts an kohlensaurem Kalk CaCO_3 geschieht auf einfache Weise mit dem Scheibler'schen Apparat. Weitere chemische Einzelheiten des Bodens sind durch chemische Analyse zu klären (s. später).

In der Zusammenstellung (Abb. 27) sind von je 1 Vertreter von 4 Arten bindiger Böden angegeben:

Kornzusammensetzung,

Schubwiderstand bei natürlichem Wassergehalt,

Spezifisches Gewicht,

Plastizitätszahl,

Kalkgehalt.

Der Tonmergel zeigt, obgleich in der Kornzusammensetzung von dem Ton wenig abweichend, eine wesentlich geringere Kohäsion

15) Mitscherlich, E. A.: *Bodenkunde f. Land-u. Fortswirte* Berlin 1923.

16) Zunker, F.: *Das Verhalten des Wassers zum Boden im Handbuch der Bodenkunde* von E. Blank Bd. VI.

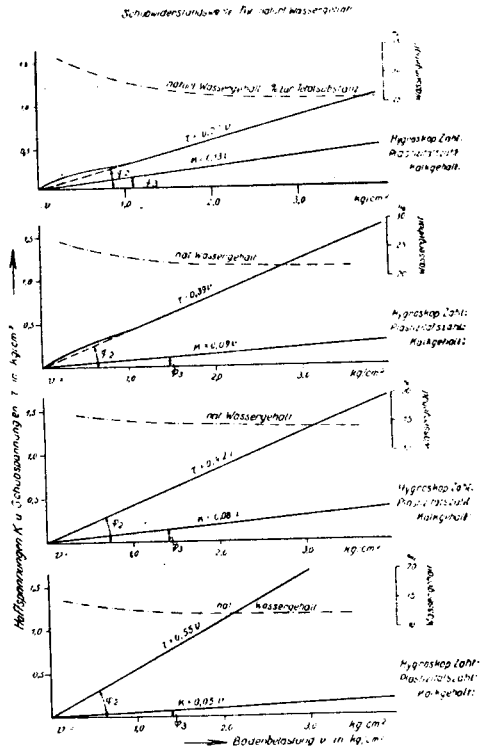
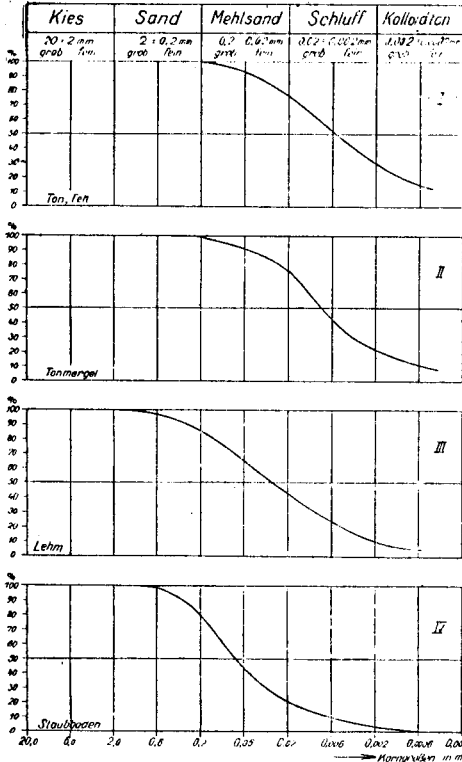


Abb. 27.
Kornzusammensetzung und Schubwiderstand von 4 Bodenarten.

aber höheren Reibungsbeiwert, was auf die Krümelstruktur infolge des hohen Kalkgehaltes zurückzuführen sein dürfte.

n) Verdichtung.

Diese Werte, einschl. der Wasserdurchlässigkeit und des Wasseraufnahmevermögens genügen im allgemeinen vollständig zur Beurteilung, ob ein Boden zur Dammschüttung geeignet ist und für welchen Teil des Dammes. Reibung und Kohäsion des Bodens sind anteilig ermittelt, der Wassergehalt für verschiedene Drücke festgestellt. Werden beim Vordrücken der Proben zu diesen Versuchen noch die Setzungen zeitlich beobachtet, so lässt sich auch das Zeitsetzungsdiagramm zeichnen.

Für diesen Verdichtungsversuch bei verhinderter Seitenausdehnung hat V. Terzaghi eine sehr handliche Apparatur geschaffen, sie ist in seiner «Erdbaumechanik» angegeben. Das Ergebnis eines solchen Versuchs zeigt Abb. 28. In einfacher logarithmischer Auf-

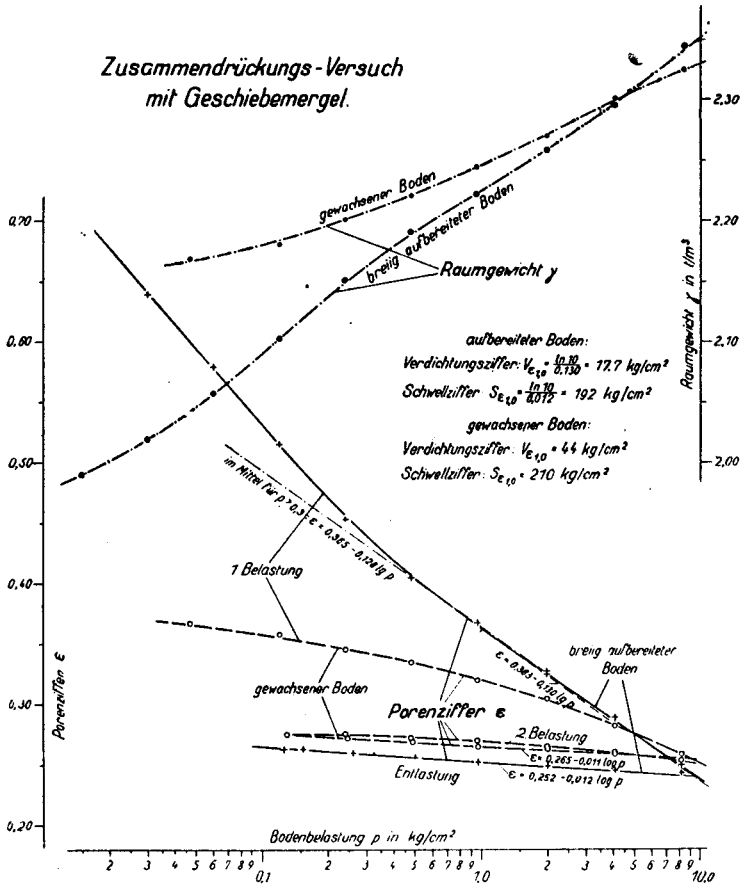


Abb. 28.

tragung wird die Beziehung zwischen der senkrechten Belastung und der dem natürlichen Wassergehalt V_w proportionalen Porenziffer $\epsilon = \frac{V_w}{1-V_w}$ (bezogen auf die Trockensubstanz) gezeigt. Die Verdichtungsziffer $V_e = dp/d_\epsilon$ gibt die Änderung der Porenziffer bei Laststeigerung an, sie ist der reziproke Wert des Richtungs-faktors

der Druckporenzifferkurve. Die Setzung Δh einer Bodensäule von der Höhe h entsteht aus den Verkürzungen Δh ihrer einzelnen Schichten Δh unter den in ihnen auftretenden Drucken p_{dh} ; also $\Delta h = \sum_0^h \Delta dh$ und $\Delta dh = \Delta h \cdot \int_0^{p_{dh}} dp/V$, wenn der Druck in dieser Schicht von 0 bis p_{dh} zunimmt. Die *Verdichtungsziffer* V ist mit p veränderlich. Die Werte V erhält man aus der Beziehung $V = V_e(1 + e)$.

Entlastet man die Bodenschicht, so dehnt sie sich aus. Für die Ausdehnung ist die *Schwellziffer* S kennzeichnend.

Die Berliner Versuchsanstalt hat für die gleichen Untersuchungen einen Apparat gebaut, wie ihn Abb. 29 zeigt. Die mit Hilfe der

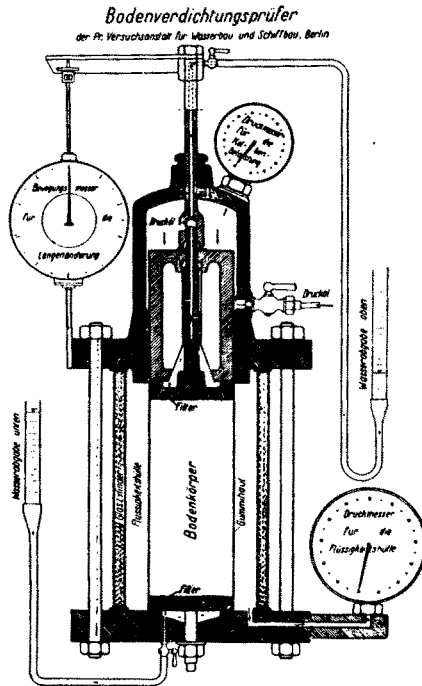


Abb. 29.

auf S. 32 beschriebenen Ehrenberg'schen Bodenstanze gewonnenen Bodenkerne oder auch Proben gestörter Lagerung werden mit ihm auf Zusammendrückbarkeit geprüft. Die Probe sitzt in einer Gum-

mihaut, die die unmittelbare Berührung mit der umgebenden Flüssigkeit hindert, aber nicht die Formänderung der Probe, und ist von einer Flüssigkeitshülle umgeben, damit die Bodenreibung an der Behälterwand ausgeschaltet wird.

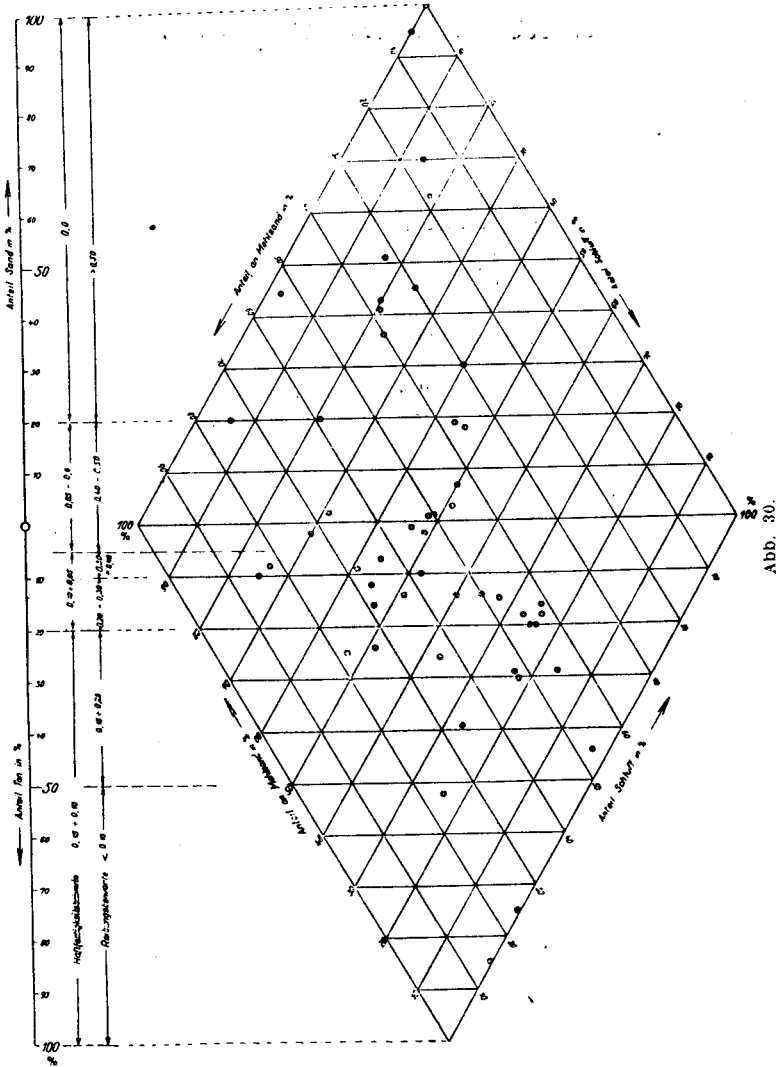
Aus diesen Verdichtungsversuchen kann ebenfalls ohne weiteres die Beziehung zwischen Zeit und Zusammendrückung ermittelt werden, das Zeitsetzungsdiagramm. Diese Untersuchungen erstrecken sich bei dichten Böden immerhin über Zeiträume von mehreren Wochen.

Kennt man erst aus einer grösseren Anzahl von Untersuchungen die Abhängigkeit des Reibungsbeiwertes und Haftfestigkeitsbeiwertes von der Kornzusammensetzung, so genügt für die erste überschlägliche Einschätzung des Bodens bei Baukontrollen (s. später) die Durchführung der Schlämmanalyse.

In Abb. 30 sind (nach Tiedemann) in Dreieckskoordinaten etwa 50 Feinböden (Korngrößen < 2 mm) nach ihrer Kornzusammensetzung eingetragen. Das obere Dreieck enthält die Böden, die vornehmlich aus den Anteilen Sand, Mehlsand und Schluff bestehen, geringe Tonprozentage werden dem Schluff zugeschlagen; im unteren Dreieck die Böden aus Mehlsand, Schluff und Ton, Sandprozentage werden dem Mehlsand zugeschlagen. Es ergibt so für jeden Boden ein bestimmter Punkt im Innern des Dreiecks. Für diese 50 Feinböden ist nun auch der Reibungsbeiwert und für eine Anzahl der bindigen Böden der Haftfestigkeitsbeiwert ermittelt und es lassen sich in der doppelten Dreiecksfläche Bezirke festlegen, bei denen Reibungs- und Haftfestigkeitsbeiwerte der Böden in engen Grenzen bleiben; sie soll durch Eintragung weiterer Punkte laufend ergänzt werden. Diese Aufstellung gibt eine zahlenmässige Ordnung der Bodenarten und gestattet eine Abschätzung der Reibungs- und Haftfestigkeitsbeiwerte und damit der Schubfestigkeit lediglich auf Grund der Kornzusammensetzung.

o) Durchlässigkeit.

Die Untersuchung auf *Durchlässigkeit* geschieht teils im eingebauten Zustand, also nach Störung des ursprünglichen Bodenaufbaus, teils im gewachsenen Zustand. Im zweiten Fall wird der aus dem Boden herausgearbeitete «Zeuge» oder ausgestanzte Kern in einen Glaszylinder gestellt und der Zwischenraum zwischen Glaswand und Bodenkörper mit Paraffin (schichtweise) oder mit



Belwerte der Reibung und Haftfestigkeit in Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung bei natürlichem Wassergehalt.

einer mit Formalin gegerbten elastischen Leimlösung vergossen. Weitere Einzelheiten zeigt die Abb. 31.

Wasserdurchlässigkeitsprüfer.

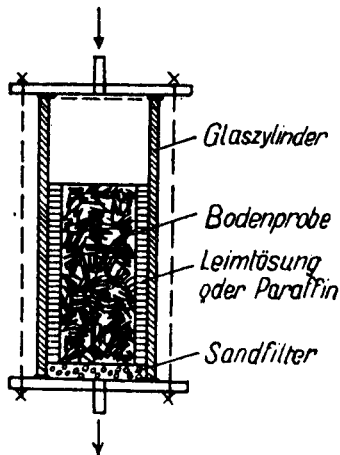


Abb. 31.

Der Quotient aus der Durchflussmenge für die Flächeneinheit der durchströmten Schicht und dem hydraulischen Gefälle gibt die Durchlässigkeitsziffer, die jedoch nur dann einen Wert hat, wenn die Durchflussgeschwindigkeit des Bodens im geraden Verhältnis zum Gefälle zunimmt (Darcy'sches Gesetz). Diese Annahme trifft nicht zu bei sehr durchlässigen, grobkörnigen Böden. Abb. 32 zeigt die Abhängigkeit der Ziffer k von der Porenziffer e für einen Tonboden.

i) Weitere Chemische Untersuchungen.

Bei Wasserzutritt können die in gewissen Mineralböden auftretenden Salze CaSO_4 , MgSO_4 , K_2SO_4 , Na_2SO_4 , $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ im Dammkörper liegende Betonbauwerke, Rohrleitungen, Abdeckplatten usw. schädigen. MgCO_3 und MgSO_4 können das sogen. Magnesiumtreiben hervorrufen (Zementbacillus). Nach Gessner¹⁸⁾ wirken Sulfate im

17) Redlich - Terzaghi - Kampe, Ingenieurgeologie a. a. O. S. 329.

18) Gessner, H.: Die Ursache der Betonzerstörungen in Mineralböden. Verh. d. Internat. Kongresses Bodenkunde, Washington 1927 Heft 4.

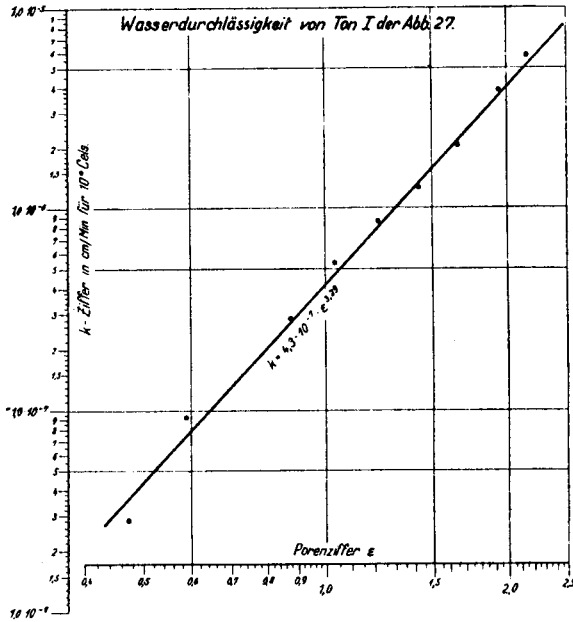


Abb. 32.

Boden auf Zement schädlich, wenn im HCl-Aufschluss mehr als 0,2 g SO₃ in 100 g Boden enthalten sind, von Magnesiumsalzen nicht mehr als 2 % MgO im lufttrockenen Boden¹⁹⁾. Bei Austauschsäuren besteht die Gefahr der Zementzerstörung, wenn auf 100 g Boden und 200 cm³ Normal-Natriumacetatlösung mehr als 20 cm³ 1/10 Normalkalilauge zur Neutralisation verbraucht werden.

Im Verhalten des Bodens zu Luft ist auf leichte Verwitterbarkeit der den Boden zusammensetzenden Mineralien zu prüfen. Die chemische Untersuchungsverfahren zum Nachweis schädlicher Bestandteile im Wasser oder Boden sind im Rahmen dieses Berichtes nicht zu behandeln.

Bezüglich der Untersuchung von Böden auf Frostbeständigkeit sind bei uns noch keine besonderen Verfahren entwickelt worden.

Der Weg einer vollständigen Untersuchung einer Bodenprobe in allen voraufgeführten Richtungen ist recht weit und zeitraubend. In dieser Vollständigkeit wird man Bodenproben nur untersuchen,

19) Grün, K.: Chemische Widerstandsfähigkeit von Beton, Berlin 1928.

um die verschiedenen Bodenarten einer Bodengewinnungsstätte in ihren Grenzen eingehend kennen zu lernen, so weit, wie dies für die *Entwurfsbearbeitung* erforderlich ist. Die bei der *Ausführung* des Dammes erforderliche Sichtung, Mischung, Ueberwachung der Verdichtung usw. wird nach Schnellverfahren erfolgen müssen, die einfach sind und sich an der Baustelle ohne grosse Apparatur rasch durchführen lassen. So war oben als Kurzverfahren schon angegeben: Die Einschätzung der Böden nach Kornzusammensetzung und Plastizitätszahl.

Nachstehend sei noch ein Auszug über Baukontrolle aus einem Bericht angeführt, den Dr. Collorio, Direktor der Harzwasserwerke A. G. (Provinz Hannover) zu unserem Thema zur Verfügung stellte.

2. Baukontrolle.

« Umfang und Organisation der Baukontrolle wird an dem « Beispiel der Sösetalsperre dargestellt.

« Die Bauweise dieses Dammes ist aus der Abb. 6. zu ersehen.
« Der Hauptanteil an der Bodenschüttung besteht aus Flussschotter
« verschiedener Zusammensetzungen, die Lehmschicht wasserseitig
« des Kerns aus Gehängelehm. Die Baukontrolle ist — wie folgt —
« organisiert:

« a) An der *Gewinnungsstelle* (den Baggerschnitten) werden
« regelmässig Proben entnommen, bei verschiedenem Material in
« einem Schnitt aus jeder Schicht, und eine Schnellprüfung durch
« Aussieben bis auf Korn 0,25 mm vorgenommen. Nach dem Er-
« gebnis der Analyse wird über die Verwendung des Bodens dis-
« poniert, indem den Bauführern und Weichenstellern an den
« Kippen angegeben wird, in welchem Gleise die nach Gewin-
« nungsstellen (Baggern) bezeichneten Züge gekippt werden dürfen.
« Die Schnellprüfung wird durch Vollkontrollen, die eine volle me-
« chanische Prüfung umfassen, ergänzt.

« b) Am *Einbau* werden die Schüttungen vor und nach der mit
« einer besonderen Bodenramme vorgenommenen Verdichtung auf-
« gemessen und die Verdichtung errechnet; genügt die Verdichtung
« (in % der Schütthöhe), so wird der Abschnitt für weitere Schüttung
« freigegeben, andernfalls muss nachgerammt werden (Schnell-
« prüfung durch einen besonderen Messtrupp). Diese Schnellprü-
« fung wird jeweils in gewissen Zeitabschnitten kontrolliert durch

« eine Vollprüfung; dazu wird an beliebiger, aber eingemessener
« Stelle eine Bodenprobe von ca. 1 cbm ausgeschachtet, die Grube
« genau aufgemessen und in bekannter Weise das Porenvolumen
« des Bodens bestimmt (ausserdem eine volle mechanische Prüfung
« vorgenommen). Entspricht das Porenvolumen dem bei der Be-
« rechnung vorausgesetzten, so bleiben die % Angaben der Ver-
« dichtung ungeändert; andernfalls tritt eine Aenderung ein. Eine
« solche ist erforderlich bei Wechsel der Bodenzusammensetzung
« und der Witterung.

« *Schlusswort.*

« Als Ergebnis unserer Erfahrung lässt sich folgendes als
« Antwort auf die gestellte Frage zusammenfassen:

« Ein sachgemässer wirtschaftlicher Entwurf eines Erddam-
« mes setzt eine genaue Prüfung und Erforschung des Baumate-
« rials voraus, wie die ordnungsmässige Durchführung dieses
« Erddammes eine sorgfältige Baukontrolle. Umfang, Art und
« Organisation dieser Untersuchungen sind beschrieben; sie sind
« nicht schwieriger als bei Betonbauwerken, haben sogar gewisse
« äussere Aehnlichkeit mit den dort üblichen Untersuchungen.
« Der massgebende Unterschied liegt darin, dass die Konstruktion
« der Erddämme sich nach den Eigenschaften des Materials richtet,
« während die Belonzusammensetzung von der Konstruktion ab-
« hängt. Daraus ergeben sich eine grosse Mannigfaltigkeit der
« Möglichkeiten und Verschiedenheiten in der Organisation der Un-
« tersuchung sowie die Unmöglichkeit, allgemein gültige Grenz-
« werte aufzustellen, durch welche die Böden in geeignete und
« ungeeignete getrennt werden. Solche Grenzwerte können nur
« gegeben werden für einzelne Elemente einzelner Konstruktions-
« formen, wenn eine langjährige Erfahrung vorliegt. »

b) *Untersuchungsverfahren am fertigen Damm.*

1) *Bewegungen des Dammes.*

Die Messungen der *Bewegungen des Bodens* und der *Bauwerke* im fertigen Damm sowie seiner Durchströmung sind schon bei der Bauausführung durch Einbau von Grundfestpunkten, Grundwasserbeobachtungsrohren, Beobachtungsgängen in Betonkernmauern, Druckmessdosen im Damminnern usw. vorzubereiten.

Einsenkungen des Untergrundes durch die Dammlast und Setzungen des Dammes selbst misst man, indem man Platten in

verschiedener Höhenlage verlegt, die mit senkrechten bis zur Oberfläche reichenden Stäben versehen sind. Zum Schutz gegen Setzungen der oberliegenden Schichten sind die Stäbe mit einem Mantelrohr umgeben. Die Spitze der Stäbe trägt eine Höhenmarke, die nivellistisch beobachtet wird. Die Beobachtungen sind möglichst schon während des Bauvorganges durchzuführen und laufend aufzuzeichnen. Für Damnteile, die eine künstliche Verdichtung durch Rammen oder Walzen erfahren, kommt nur der nachträgliche Einbau von Grundfestpunkten in Frage, sofern man sich nach gut durchgeführter Bauaufsicht nicht überhaupt damit begnügen will, die *Oberfläche* des fertigen Dammes auf Setzungen, Rissebildung, Trichterbildung²⁰⁾ zu beobachten.

Auch die wagerechten und lotrechten Bewegungen der Kernmauer von Durchlässen u. dergl. sind zu verfolgen.

Die *Durchströmung* des Dammes kann durch Wasserstandsrohre festgestellt werden (vergl. S. 30). Bei grossen Dämmen mit Kernmauer und Beobachtungsgang bietet dieser Gelegenheit, durchsickerndes Wasser zu messen. Temperaturmessungen im Grundwasser können über seine Herkunft Aufschluss geben.

2) *Dynamische Bodenuntersuchung.*

Die *dynamische Bodenuntersuchung* mittels Schwingungszeugern, wie sie Professor Hertwig²¹⁾ mit der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) entwickelt, scheint bei der Prüfung der gleichmässigen Lagerung des Dammes wertvolle Dienste leisten zu können. Hertwig führt an, wie Dämme, die nach verschiedenen Verfahren geschüttet waren, auf die erreichte Festigkeit und Dichtigkeit im Verhältnis zu dem ursprünglich gewachsenen Boden untersucht wurden. Der Boden bestand aus Sand und Kies. Dieses Verfahren wird wahrscheinlich auch bei bindigen Böden mit Wassergehalt in Verbindung mit den Laboratoriumsuntersuchungen wertvolle Hinweise bezüglich des Zustands von Dämmen geben.

3) *Wassergehalt und Durchströmung.*

Für schnelle Feststellung des *Wassergehaltes* des Bodens an der Entnahmestelle und im Damm nach Verdichtung kommt ge-

20) Läufer, A.: Lassenbildung und deren Verheilung, Wasserwirtschaft 1927 S. 560.

21) Hertwig, A.: Die dynamische Bodenuntersuchung. Bauingenieur 1931 S. 457 ff.

benenfalls die elektrische Methode der Feuchtigkeitsbestimmung in Frage;²²⁾ daneben natürlich auch die Probeentnahme.

4) Bodenpressungen.

Um die *Druckkräfte* im Damminnern zu messen und um die Beanspruchung der Kernmauer durch Erddruck und Wasserdruck zu bestimmen, kommen Druckdosen in Frage, von denen es mehrere Bauarten gibt.

Es hat sich jedoch als schwierig erwiesen, diese Druckdosen während des rauhen Bauvorganges betriebsfähig zu halten.

Unter wesentlich günstigeren Umständen als im geschütteten Damm haben die unter den Hauptpfeilern des Hebewerkes Niederflinow eingebauten Messdosen nach O. Schäfer (H. Maihak A. G., Hamburg) gute Messergebnisse geliefert. Das Messprinzip ist: Eine klingende Stahlsaiten, deren Tonhöhe von der Zugspannung der Saite abhängig ist, wird auf einen Ton vorgestimmt; sie ändert diesen Ton, wenn die Strecke zwischen den Befestigungspunkten dieser Saiten — nämlich eine Messdose oder ein Bauteil — eine Längenänderung erfährt. Die Saite wird durch einen Elektromagneten in Schwingungen versetzt. Die Tonabstimmung erfolgt mit Fernhörer und Vergleichssaite.

Im Versuchsstadium befindet sich eine Messdose der Firma Fuess — Steglitz zur Erforschung der Druckverteilung in Aufschüttungen und im Baugrund. Die Messdose von rd. 8 cm Φ und rd. 4 cm Höhe trägt an der Innenseite der einen Stirnseite eine Magnetspule mit hufeisenförmigem Weicheisenkern, der mit einem schmalen Spalt einem Weicheisenplättchen gegenübersteht, das starr mit der anderen Stirnseite verbunden ist. Abstandsänderungen der Stirnscheiben rufen eine Veränderung der Selbstinduktion der Eisenspule hervor, deren Grösse durch eine Messschaltung festgestellt wird und ein Mass für die Druckbeanspruchung gibt.²³⁾

IV. ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht geht zuerst auf die bauliche Durchbildung eines Staudammquerschnittes ein, um zu zeigen, welche Aufgaben den einzelnen Dammteilen zufallen und nach welchen Gesichtspunkten

²²⁾ Görz, A.: Ueber ein tragbares Gerät zur elektrischen Bestimmung der Bodenfeuchtigkeit im Felde. Internation. Mitt. f. Bodenkunde 14/35 (1924).

²³⁾ vergl. Pfeiffer, A.: Ein neuer Betondehnungsmesser, Bauingenieur 1931 S. 88.

die Böden je nach Verwendungszweck zu prüfen sind. Durch zahlreiche Querschnittsskizzen neuerer Dammbauten Deutschlands werden die Darlegungen erläutert.

Ein bodenkundlicher Teil behandelt den Aufbau des Bodens und sein Verhalten zum Wasser und bringt Begriffserklärungen für bautechnisch wichtige physikalische Eigenschaften der Böden.

Sodann sind die erdbautechnischen Untersuchungsverfahren bei Vorbereitung und Ausführung eines Dammbaues unter Hinweis auf die vielen Veröffentlichungen hierüber hinreichend erläutert. Sie zeigen, dass es heute bereits in den meisten Fällen möglich ist, mit diesen Verfahren einwandfrei festzustellen, ob ein Boden als Dammbaustoff geeignet ist, und sein Verhalten vorauszusagen.

Ein fühlbarer Nachteil dieser Untersuchungsverfahren ist die lange Zeitdauer, über die sich die Versuche erstrecken. Für die laufenden Untersuchungen beim Bauvorgang muss deshalb nach Verfahren geforscht werden, die es gestatten, die für den vorliegenden Zweck wichtigen Bodeneigenschaften hinreichend schnell und genügend genau zu bestimmen. Neben den eingehenden Untersuchungen im Laboratorium müssen einfache Bestimmungen an der Baustelle laufen, beide sollen sich gegenseitig sichern und ergänzen. Ein inniges Zusammenarbeiten und ein reger Austausch von Beobachtungen im Verhalten der Böden zwischen Laboratorium und Baustelle ist anzustreben.

Aus dieser Erkenntnis heraus hat die Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau (wie seit längerer Zeit in der Wasserbauabteilung für wasserbautechnische Versuche) auch in ihrer Erdbauabteilung einige Arbeitsplätze geschaffen, um bauleitende Ingenieure mit ihren bodenkundlichen und erdbaustatischen Untersuchungsverfahren bekannt zu machen und ihnen den Blick und die Handfertigkeiten zu vermitteln, die nötig sind, um Versuche an der Baustelle durchzuführen. Ferner hat die Versuchsanstalt mitgewirkt, Baustellen-Laboratorien mit geeigneten Geräten zur Bodenuntersuchung auszurüsten.

Schliesslich bittet die Versuchsanstalt, sie über alle aufgetretenen Rutschungen, Setzungserscheinungen usw. zu unterrichten und die hierüber gemachten Aufzeichnungen zur Einsichtnahme zuzuleiten.

Theorie und Praxis müssen sich auch hier, wie auf so vielen anderen technischen Gebieten, weitgehend ergänzen und befruchten, nur dann ist eine Fortentwicklung gewährleistet.

Q U E L L E N

Zu Abschnitt I und II.

- 1) Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand, Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin (1932).
- 2) Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Franz Deutike, Leipzig und Wien (1925).
- 3) Vageler, Der Kationen- und Wasserhaushalt des Bodens, Julius Springer, Berlin (1932).
- 4) Schucht, Grundzüge der Bodenkunde, Paul Parey, Berlin (1930).
- 5) Mitscherlich, Bodenkunde für Land- und Forstwirte, Paul Parey, Berlin (1923).
- 6) Zunker, Handbuch der Bodenlehre, Bd. VI, Julius Springer, Berlin (1930).
- 7) Hager, Handbuch der Bodenlehre, Bd. I, Julius Springer, Berlin (1929).
- 8) Tiedemann, Handbuch der Bodenlehre, Bd. X, Julius Springer, Berlin (1932).
- 9) Ziegler, Der Talsperrenbau, Bd. I, Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin (1925).
- 10) Singer, Der Baugrund, Julius Springer, Wien (1932).
- 11) Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieurgeologie, Julius Springer, Wien und Berlin (1929).
- 12) Ehrenberg, P., Bodenkolloide, Dresden und Leipzig, Theodor Steinkopf (1922); vergl. auch Iva B. Mullis: Illustrations of Frost and Ice Phenomena, Public Roads 9 Nr. 4 1930, ref. Bauingenieur 1930 Heft 44.
- 13) Ehrenberg, J., Grundlagen der Berechnung von Staudämmen, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, R. Oldenbourg, München und Berlin (1929) Heft 23 S. 303/307.
- 14) Fiedler, Staudämme aus Erde und ähnlichen Massen, Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure der Tschechoslowakischen Republik, Brünn, Jahrgang 20 S. 535.

- 15) Graevell, Das Gefüge der Staudämme, Die Wasserwirtschaft, München (1921) S. 276.
- 16) Tode, Das Spülkipppverfahren der 27 m hohen Dammstrecke des Mittellandkanales, Bautechnik 1932, S. 583.
- 17) Hertwig, Die dynamische Bodenuntersuchung, Bauingenieur 1931 S. 476.
-

Ausserdem empfang ich sehr dankenswerte Mitteilungen z. T. noch unveröffentlichter Arbeiten von:

der Oderstrombauverwaltung, Breslau,
dem Landeshauptmann Niederschlesien, Breslau,
der Harzwasserwerke-A. G., Osterode a. H.,
der Sächsischen Wasserbaudirektion, Dresden,
der Mittleren Isar-A. G., München,
der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Berlin,
Den Mitarbeitern der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau: Abteilungsvorsteher der Erdbauabteilung, Regierung- und Baurat J. Ehrenberg und Ingenieur-Geologe Dr. Tiedemann danke besonders ich für ihre wertvolle Hilfe bei Abfassung dieses Berichtes.

Die Quellen über Untersuchungsverfahren, Abschnitt III, sind in Fussnoten angegeben.

VERZEICHNIS DER ABBILDUNGEN.

1. Niederwartha, Oberspeicher.
 2. Niederwartha, Unterspeicher.
 3. Affoldern, (Eder)
 4. Ollmachau, (Neisse)
 5. Sorpe, (b. Arnsberg).
 6. Söse, (b. Osterode, Harz).
 7. Mittlerer Isar-Kanal.
 8. Mittleres Isar-Speicherbecken
 9. Grosshartmannsdorf, (Sachsen).
 10. Harzdämme alt.
 11. Harzdämme neu.
 12. Oderteich. (Harz).
 13. Herisdorf. (Niederschlesien).
 14. Friedeberg, (Queis).
 15. Fliederborn, (Küddow).
 16. Turawa, (Malapane).
 17. Spundwand in durchlässigem Boden.
 18. Schiessrothried, (Vogesen).
 19. Koberdamm, (Sachsen).
 20. Friedland (Alle).
 21. Burghammer, (Saale).
 22. Warmbrunn, (Zacken).
 23. Schönau, (Katzbach).
 24. Oberkauffung, (Katzbach).
 25. Kornzusammensetzung von 4 Bodenarten.
 26. Schubwiderstand und Wassergehalt, in Abhängigkeit von der Bodenbelastung.
 27. Kornzusammensetzung und Schubwiderstand von 4 Bodenarten.
 28. Zusammendrückungs - Versuch von Geschiebemergel.
 29. Verdichtungsprüfer.
 30. Beiwerte der Reibung und Haftfestigkeit in Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung bei natürlichem Wassergehalt.
 31. Wasserdurchlässigkeitsprüfer.
 32. Ergebnis eines Wasserdurchlässigkeitsversuches.
-

AUSZUG.

Die Bauart der Staudämme ist durchaus nicht einheitlich und feststehend; der Menge und Beschaffenheit der vorhandenen Böden muss der Querschnitt des Dammes angepasst werden; auch die Benutzungsweise des Staubeckens beeinflusst die Ausbildung, z. B. bei Hochwasserschutzbecken oder Pumpspeicherbecken. Die neueren deutschen Staudämme weisen in ihrem Aufbau eine klare Gliederung auf: Die Dichtung, die dem Wasser den Durchtritt zu verwehren hat, der Stützkörper, der den Erd- und Wasserdruck auf den Untergrund zu übertragen und eingedrungenes Wasser unschädlich abzuleiten hat, und die Schutzschichten, die die Angriffe von Wellen, Eis, Frost, Austrocknung, Regen usw. vom Damm abhalten sollen. Staudämme aus einheitlichem Boden kommen nur unter besonderen Umständen in Betracht.

Die Böden sind körnig (nicht kohärent) oder bindig (kohärent); zwischen diesen beiden Hauptformen gibt es alle Uebergänge. Ihr Verhalten gegen Wasser und gegen Druckänderungen ist entscheidend für die Verwendung im Dammkörper und für die Standfestigkeit. Das Verhalten muss nach den Erkenntnissen der Kolloidforschung beurteilt werden. Grob disperse (körnige) Teile sind: Schotter > 20 mm, Kies 20 — 2 mm, Sand 2 — 0,2 mm, Mehlsand («Mo») 0,2 — 0,02 mm und Schluff («Silt») 0,02 — 0,002 mm, während der Ton mit 0,002 — 0,000001 mm Teilchengrösse den kolloidalen (bindigen) Anteil umfasst, bei dem die Oberflächenkräfte gegenüber der Reibung und Schwere entscheidend werden. Auch die chemische Beschaffenheit der Trockensubstanz und des Bodenwassers, die Dicke der Wasserhüllen der Bodenkörperchen, die Porenweite, die Durchlässigkeit usw., sind von Einfluss auf die adsorptive Anlagerung des Wassers. Die Schuppenform und parallele Lagerung der feinsten Tonteilchen führt eine innigere Berührung herbei und damit die Bildsamkeit (Plastizität) und Haftfestigkeit (Kohäsion). Erfüllt das Porenwasser die Bodenporen spannungslos, so werden die äusseren Lasten durch die Bodenteilchen unter Reibung übertragen (natürlicher Wassergehalt). Wird der äussere Druck gesteigert, ohne dass das infolge der Raumverminderung überschüssige Porenwasser entweichen kann, so nimmt es an der Druckübertragung teil, — ist gespannt- und verkleinert so die Reibung der Bodenteilchen, der Boden wird rutsch- oder fließgefährlich. Im

Gegensatz dazu wird der Boden standfester, die (scheinbare oder auch die echte) Kohäsion wird grösser, wenn der Boden durch Druckverminderung sich auszudehnen strebt, ohne Wasser aufnehmen zu können, oder durch Verdunstung Wasser verliert, weil die hohlen Menisken der Poren Zug im Wasser, also Kapillardruck im Boden erzeugen. Die erdbautechnischen Untersuchungsverfahren beziehen sich entweder auf die Vorbereitung und Ausführung eines Dammbaues in der Natur (Schürfen, Bohren, Probenentnahme) oder im Laboratorium. Die wichtigsten sind folgende:

Die Bestimmung der Kornzusammensetzung durch Messen, Sieben, Schlämmen im aufsteigenden Wasserstrom, Sedimentieren im ruhenden Wasser.

Die Bestimmung der Hygroskopizität (Gewichtsunterschied über Phosphorpentoxyd nach Wasseraufnahme über 10 % Schwefelsäure) gibt bei gleichartigen Mineralböden ein Mass für die Oberflächenentwicklung, wobei besonders die feinsten kolloiden Bodenteilchen zur Geltung kommen, die durch Sedimentieren nicht mehr unterschieden werden können.

Ferner werden festgestellt: Schubwiderstand (Reibung und Kohäsion), spezifisches Gewicht, Plastizität, Kalkgehalt, Verdichtung und Zusammendrückbarkeit, Wassergehalt bei verschiedenen Drucken, Durchlässigkeit.

Daran schliesst sich nötigenfalls die chemische und petrographische Untersuchung.

Am fertigen Damm und seinen Bauwerken hat man seine Bewegungen durch Beobachtung von Markpunkten zu bestimmen, ebenso im anstossenden Gelände; die dynamische Bodenuntersuchung durch künstlich erzeugte Schwingungen ist in der Entwicklung. Ferner sind Wassergehalt des Dammbodens und Durchströmung zu bestimmen und die tatsächlichen Bodenpressungen durch Druckmessdosen festzustellen.

SUMMARY

There is no uniform nor standard type for earth dams. The cross-section of the dam has to be adapted to the quantity and quality of the available materials. The intended use of the dam also has an influence upon the design, for example, if it is to be a flood regulator or a storage reservoir. The recent German earth-fill dams point to a clear organisation in their construction: the waterproofing; the supporting body which transmits the earth and water pressures to the base and disposes of percolating water without suffering injury; the protecting layers which resist the attacks of waves, ice, frost, drought, and rain. Earth dams made of uniform material can be considered only in particular circumstances.

The soils are granular (not cohesive) or binding (cohesive). Between these two principal forms lie many transitions. Their behavior in regard to water and variations in pressure has a deciding influence upon their use in the body of the dam and upon the stability. The behavior has to be judged according to the findings of colloid research. Coarse grained particles are: stones > 20 mm, gravel $20 - 2$ mm, sand $2 - 0,2$ mm, fine sand («Mo») $0,2 - 0,02$ mm, silt $0,02 - 0,002$ mm diameter, while clay with a grain size of $0,002 - 0,000001$ mm comprises the colloidal (binding) portion where the surfaces outweigh friction and weight as the controlling factor. Also the chemical properties of the dry soil and of the soil water, the thickness of the water coats of the soil particles, the void size, the permeability, etc. influence the adsorption of water. The scale-like form and parallel arrangement of the finest clay particles produce a more intimate contact, and consequently plasticity and cohesion. If the voids are filled with water without stress, the external loads are transmitted through the soil particles by friction (natural water content). If the external pressure is increased without an opportunity of escape for the porewater of which there is now a surplus because of the decrease in space, then the porewater takes part in the transmission of pressure. It is stressed, and thus decreases the friction of the soil particles. The soil becomes slick or liable to flow. On the other hand, if the soil tends to expand due to a decrease in pressure without being able to adsorb more water, or if it loses water by evaporation, the soil be-

comes more stable, the apparent (or even true) cohesion becomes greater because the concave menisci of the voids produce a pull in the water, i. e., capillary pressure. The soil mechanics research methods relate to either the preparation for and the construction of a dam in nature (prospecting, boring, sampling) or to the procedure in the laboratory. The most important are the following:

The mechanical analysis by measuring, sieving, sortation with a rising water stream, sedimentation in still water.

The determination of the hygroscopic capacity (the difference in weight over phosphorus pentoxide after taking up water over 10 % sulphuric acid) furnishes, with mineral soils of the same properties, a measurement of the surface development whereby especially the finest colloidal particles show up which otherwise cannot be distinguished by sedimentation.

The following are also determined: shear resistance (friction and cohesion), specific weight, plasticity, calcium content, compression and compressibility, water content with various pressures, permeability.

The chemical and petrographic investigations are added if necessary.

The movement of the completed dam and its appurtenant construction as well as of the surrounding land must be determined by observations of measuring points. Dynamic soil investigation by artificially produced vibrations is in the development stage. Furthermore it is necessary to determine the water content of the soil in the dam and the percolation. Actual soil pressures must be measured by means of pressure gages.

RESUME

Le mode de construction des barrages en terre n'est pas absolument fixé et n'est pas le même pour tous les barrages; la quantité et la nature des terres employées doit s'adapter à la section des barrages; de même, le mode d'utilisation du réservoir (réservoir régulateur ou réservoir d'accumulation) a une certaine importance sur la construction. Les barrages allemands modernes comprennent trois parties essentielles bien nettes:

- le dispositif d'étanchéité,
- le dispositif de soutien, qui doit transmettre au sol sous-jacent la pression de l'eau et celle de la terre, et faire écouler, sans dommages pour l'ouvrage, l'eau qui a pu s'introduire;
- enfin, les dispositifs de protection, qui doivent éviter à l'ouvrage les dégâts provenant des vagues du réservoir, de la glace, de la gelée, de la sécheresse, de la pluie, etc...

Les barrages faits d'une seule nature de terre sont l'exception et ne répondent qu'à des circonstances particulières.

Les terres employées à la construction des barrages sont grenues (non cohérentes), ou liantes (cohérentes) : entre ces deux formes principales se placent tous les types intermédiaires. La manière dont une terre se comporte à l'égard de l'eau et des variations de pression a une importance décisive pour son utilisation dans la construction de la masse du barrage et pour la solidité de ce dernier; cette manière de se comporter doit être appréciée d'après les connaissances qui nous sont fournies par l'étude des colloïdes.

Les terres grenues sont: la pierraille (supérieure à 20 mm.), le gravier (20 à 2 mm.), le sable (2 à 0,2 mm.), le sable en poudre (0,2 à 0,02 mm.) et le limon (0,02 à 0,002 mm.).

Par contre, l'argile, avec ses éléments de 0,002 à 0,000001 mm., comprend les terres colloïdales (liantes), dans lesquelles la résistance des surfaces au frottement et à la pesanteur est d'une importance décisive. La nature chimique de la terre à l'état sec et de l'eau souterraine, l'épaisseur des poches d'eau que contiennent les particules de terre, la capacité des pores, la perméabilité, etc... de l'eau, exercent aussi leur influence sur l'adsorption.

La forme en échelons et la disposition parallèle des molécules d'argile provoquent un contact plus intime entre les diverses couches et, par suite, la plasticité et la cohésion. Si l'eau contenue dans les pores remplit ceux-ci sans tension, les charges appliquées

extérieurement sont transmises par les molécules de terre grâce au frottement (c'est le cas d'une terre avec sa teneur d'eau naturelle); si la pression extérieure augmente sans que l'eau des pores, qui se trouve alors en excès par suite de la diminution de volume, puisse s'échapper, celle-ci participe à la transmission de pression et, par conséquent, le frottement des molécules de terre se trouve diminué; la terre devient lisse ou bien a tendance à couler.

Par opposition à ce qui précède, la terre est d'autant plus solide, sa cohésion apparente ou réelle est d'autant plus grande que le sol a tendance à s'étendre sous l'action de la diminution de pression, sans qu'il puisse absorber de l'eau ou bien qu'il en perd par évaporation, parce que les ménisques concaves des pores exercent une traction sur l'eau, et, par conséquent, sur la matière, une pression capillaire. Les procédés techniques de recherches sur les ouvrages en terre s'appliquent, ou bien à la préparation et à l'exécution d'un barrage en terre effectif (prélèvement d'échantillons, forages, fouilles), ou bien à des travaux de laboratoire. Les plus importants de ces procédés sont les suivants:

— détermination mécanique de la composition en grains, au moyen de mesures, de criblages, de lessivages dans un courant d'eau de bas en haut et de sédimentations dans de l'eau calme;

— détermination de l'hygroscopicité (différence de poids par rapport au pentoxyde de phosphore d'après prélèvements d'eau avec 10 % d'acide sulfurique), qui donne, pour des terres minérales semblables, la mesure du développement des surfaces: Ce procédé s'applique tout particulièrement aux minuscules particules de terres colloïdales qui ne peuvent plus être séparées par sédimentation.

On détermine, en outre: la résistance au cisaillement (frottement et cohésion), le poids spécifique et la plasticité, la teneur en chaux, l'imperméabilité et la compacité, la teneur en eau sous différentes pressions, et la perméabilité.

A cela viennent encore s'ajouter, en cas de besoin, les recherches chimiques et pétrographiques.

Sur un barrage terminé et ses ouvrages accessoires, on doit déterminer les déplacements par l'observation des points de repère et faire la même vérification sur les terrains attenants au barrage; on a indiqué, dans le texte, les essais d'ordre dynamique des terres, au moyen de vibrations produites artificiellement.

Enfin, il faut déterminer la teneur en eau du barrage, ainsi que l'infiltration et aussi les pressions effectives que supporte la terre, au moyen d'appareils de mesure des pressions.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 18

**Die Prüfung von Baumaterialien für gewalzte
Erddämme.**

Von Ing. Dr. Karl TERZAGHI,
o.ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

ZUSAMMENFASSUNG

1). Die bodenphysikalische Untersuchung der Baustoffe für Erddämme bezweckt die Beschaffung der ziffernmässigen Unterlagen für die Beurteilung folgender Eigenschaften des geplanten Bauwerkes: Stabilität, Durchlässigkeit und Widerstand gegen Durchspülung.

2). Der mittlere Sicherheitskoeffizient der bestehenden Erddämme gegen Abrutschen der Böschungen dürfte einen Wert von der Grössenordnung 1,5 kaum übersteigen. Eine geringfügige Ueberschätzung des Stabilitätsgrades des gewählten Bodenmaterials genügt, um den Wert des Sicherheitskoeffizienten in gefährliche Nähe der Einheit zu bringen. Infolgedessen ist eine kritische Ueberprüfung der bodenphysikalischen Grundlagen der Projektverfassung von grosser praktischer Bedeutung.

3). Die Stabilitätsuntersuchungen fassen auf den Werten, die man mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen für die Kohäsion und

den Winkel der inneren Reibung des Dammbaustoffes bestimmt. Die Erfahrung lehrt, dass diese Werte in der Natur unter ungünstigen Verhältnissen wesentlich unterschritten werden können. Der Grad dieser möglichen Herabminderung wird durch den Rutschungsindex « n » ziffernmässig festgelegt. Dieser ist gleich dem Quotienten aus dem Scherwiderstand, der für eine beobachtete Gleitfläche aus den Laboratoriumswerten berechnet wurde und dem Scherwiderstand, der im Augenblick der Rutschung tatsächlich wirksam war. Sein Wert ist ein Mass für die «Rutschneigung» der Bodenart und kann nur auf indirektem Weg, durch wissenschaftliche Verarbeitung der Ergebnisse der in Verbindung mit einer Rutschung gemachten Beobachtungen und Messungen ermittelt werden. Solche «Rutschungsanalysen» zählen gegenwärtig zu den wichtigsten Aufgaben der Forschung auf diesem Gebiet.

4). Die Verarbeitung des einschlägigen empirischen Materials führte zu folgenden Schlüssen: Die Rutschneigung einer Bodenmasse hängt in viel höherem Mass von der Lagerungsdichte, der Klüftigkeit und der Feinstruktur des Materials ab, als von der Beschaffenheit des Bodens an sich. Für Böden im Zustand der natürlichen Lagerung ergaben sich Werte bis zu $n = 5$. Bei der Gewinnung, Schüttung und Einstampfung des Bodens wird die ursprüngliche Struktur teilweise oder gänzlich zerstört. Infolgedessen besteht wohl kaum eine einfache, eindeutige Beziehung zwischen der Rutschneigung des Bodens auf natürlicher Lagerstätte und jener des Bodens im Dammkörper. Die spärlichen Anhaltspunkte, die wir bisher für die Beurteilung der Rutschneigung eingestampfter oder gewalzter Böden haben, wurden im Referat als Grundlage für die Einteilung der Böden in Gefahrenklassen benützt. Den dort angeführten Ziffern zufolge liegt der n-Wert der Dammbaumaterialien für den künstlich verdichteten Zustand zwischen den Grenzen $n = 1$ für magere, gemischtkörnige, hochstabile Böden ohne Rutschneigung und $n = 2$, für tonreiche, wenig raumbeständige, hochkohärente Bodenarten.

5). Bezeichnet S_{\min} den Wert des kleinsten Sicherheitskoeffizienten, den man für einen gewalzten Damm eben noch zuzulassen gedenkt, so soll der Sicherheitsgrad S eines gewalzten oder gestampften Dammes mindestens mit

$$S = n \cdot S_{\min}$$

bemessen werden. Nach den herrschenden Gepflogenheiten dürfte der Wert S_{\min} zwischen 1,2 und 1,5 liegen. Es würde sich em-

pfehlen, diesen Wert im Wege der Baugesetzgebung endgültig festzulegen.

6). Die Beurteilung eines Dammbaumaterials, seine Einreihung in die zugehörigen Gefahrenklasse und die nachfolgende Projektverfassung erfordert ebenso wie die Rutschungsanalyse die Erhebung folgender Daten :

Geologische Vorgeschichte des Dammbaumaterials (Verwitterungsboden mit Angabe des Ursprungs-Gesteines, Grundmoräne, Delta-Ablagerung usw.)

Ergebnisse der mechanischen Analyse einschliesslich Schlamm-analyse der feinkörnigsten und Beschreibung der petrographischen Beschaffenheit der grobkörnigsten Bodenfraktion.

Kohäsion und Winkel der inneren Reibung bei der im Dammkörper gegebenen oder zu erwartenden Konsistenz des Bodens.

Spezifisches Gewicht der Trockensubstanz und Porenvolumen bzw. Porenziffer des Dammbau-Materials bei dem im Dammkörper zu erwartenden Lagerungszustand.

Mittlere Durchlässigkeitsziffer des Dammbau-Materials. Es empfiehlt sich, diese Daten noch durch folgende zu ergänzen :

Atterbergsche Grenzen und Ergebnisse eines Kompressions- und Schwellversuches bei verhinderter Seitenausdehnung des Materials. Die einschlägigen Versuche sollten an jener Bodenfraktion vorgenommen werden, deren Korngrösse kleiner ist als 1 mm.

Bestimmung des Gehaltes an (CaO+MgO) in Prozenten des gesamten Trockengewichtes.

7). Die Beurteilung der Wasserverluste durch Sickerung quer durch den Dammkörper kann heute schon auf Grund der Ergebnisse von Durchlässigkeitsversuchen befriedigend durchgeführt werden.

8). Für die Beurteilung der Durchspülungs-Gefahr genügt die Kenntnis der Kornzusammensetzung und der Kohäsion des Bodens. Durchspülungskatastrophen sind bei hohen Dämmen in den meisten Fällen auf das Vorhandensein von Walzhäuten oder auf unsachgemässe Konstruktion der Ablassleitung zurückzuführen. Bei gleichförmigen, feinkörnigen, kohäsionsarmen Dammbaumaterialien sollen die eine Durchspülung begünstigenden Umstände mit besonderer Sorgfalt vermieden werden. Falls der Dammkörper den Stabilitätsbedingungen genügt, dürfte er auch eine hinreichende Sicherheit gegen Durchspülung aufweisen, sofern folgende Bedingungen erfüllt sind : Abwesenheit von Walzhäuten und von scharfen, waag-

rechten Trennungsflächen zwischen Baustoffen von sehr verschiedener Beschaffenheit, Schutz gegen den Angriff des Dammkörpers durch Wühltiere und Verlängerung des Sickerweges längs der Ablassleitung durch Halsbänder bis auf einen Wert, der mindestens dem Blighschen Grenzwert gleichkommt.

9). Bei homogenen Erddämmen ist die Anordnung einer grobkörnigen als Filter dienenden Innenberme (Schaffernaksche Berme) unerlässlich. Zwischen Dammkörper und Innenberme soll eine Uebergangsschichte vorgesehen werden, welche ein Ausspülen der Feinteile in die Grossporen der Berme verhindert.

BEURTEILUNG DES RELATIVEN STABILITÄTSGRADES DER BOEDEN.

Die einzigen Bodenkonstanten, die eine Beurteilung des *absoluten* Stabilitätsgrades gestatten, sind der Winkel der inneren Reibung und der Kohäsionswert. Alle anderen Kennziffern oder Eigenschaften liefern bestenfalls einen Anhaltspunkt für die Beurteilung des *relativen* Stabilitätsgrades. Die meisten einschlägigen in der Literatur niedergelegten Angaben bestehen aus einer Aufzählung allgemeiner Gesichtspunkte für die Auswahl von Dammbaumaterialien. Als Beispiel sei die Arbeit von Graevell über das Gefüge der Staudämme erwähnt (1). Besondere Bedeutung scheint man dem Verhältnis zwischen dem Tongehalt und dem Magerungsmittel zuzuschreiben. Ziegler (2) bringt eine Zusammenstellung üblicher Mischungsverhältnisse. Sie schwanken innerhalb weiter Grenzen. Die New York State Commission fordert einen Tongehalt von 15 % (Rauminhalt des Tones in Prozenten des Rauminhaltes der Schüttungsmasse), Wegmann empfiehlt 20 bis 30 %, fügt jedoch hinzu, dass 5 bis 20 % ebenfalls genügen könnten. Crugnola schlägt 40 % vor und der Damm von Mittersheim enthält nach Ziegler sogar 50 % Ton. Bei diesem und anderen Dämmen hat man obendrein dem Dammbaumaterial 12 bis 45 Liter Kalkmilch pro Kubikmeter mit der Absicht hinzugefügt, eine Ausflockung der im Sickerwasser suspendierten Teilchen zu bewirken. Bei diesen und ähnlichen Vorschriften vermisst man zunächst eine unzweideutige Begriffsbestimmung des «Tones». Ausserdem steht es keineswegs fest, dass ein ausgiebiger Tongehalt eine wesentliche Voraussetzung für die Eignung eines Dammbaumaterials bildet. Einige der vorzüglichsten Dammbaumaterialien, die der Verfasser bisher kennengelernt

und die sowohl hinsichtlich der Stabilität, als auch der Durchlässigkeit allen Ansprüchen genügten (gewisse Geschiebelehme und glaziale Delta-Ablagerungen in New-England) enthalten überhaupt keine Bestandteile, die man als «Ton» bezeichnen könnte (Kornverteilungskurve b, Figur 1, Winkel der inneren Reibung in eingewalztem, wasserdurchtränktem Zustand $\varphi = 39^\circ$, mittlere Durchlässigkeitsziffer im Dammkörper $k = 0.00007$ Zentimeter pro Minute).

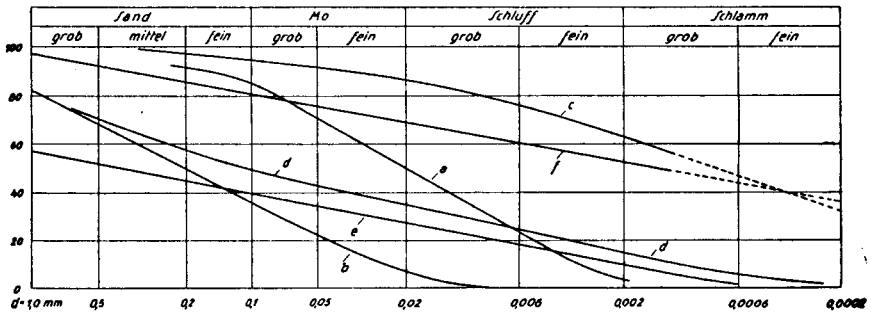


Fig. 1.

Nach den neueren italienischen Talsperren-Vorschriften (3) soll der «Lehmgehalt» des Schüttmaterials zwischen den Grenzen von 30 und 60 % liegen. Auch hier fehlt eine eindeutige Begriffsbestimmung des wesentlichen Gemengteiles, des Lehmes.

In den letzten Jahrzehnten trat in den Vereinigten Staaten das Interesse an dem Wesen und der Bedeutung der kolloidalen Bodenbestandteile in den Vordergrund (4, 5). Die Erfahrung zeigt jedoch, dass die physikalischen, für die Güte eines Erddammes direkt verantwortlichen Faktoren (innere Reibung, Kohäsion, Schwellvermögen, Durchlässigkeit usw.) bei gleichem Kolloidgehalte innerhalb derartig weiter Grenzen schwanken können, dass die Kenntnis dieses Gehaltes keinen eindeutigen Aufschluss über die massgebenden Eigenschaften der Bodenart gibt.

Vor kurzem hat Kirchhoff (6) auf Grund der statistischen Verarbeitung der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen an Bodenproben von Einschnittsrutschungen in Braunschweig den Anspruch erhoben, ein Kriterium für die Rutschneigung der Böden gefunden zu haben. Er folgerte aus seinen Daten, dass die Rutschneigung von dem Wert des Produktes M aus dem Grobkorngehalt des Bodens und seinem Gehalt an (CaO+MgO), beide in Prozenten des

Gesamtrockengewichtes des Bodens, abhänge. Rutschgefährliche Böden seien durch

$$M < 360$$

gekennzeichnet. Als Grobkorn wurde jene Fraktion bezeichnet, deren Körner grösser sind als 0,005 Millimeter. Der Grobkorngehalt wurde mit Hilfe einer modifizierten Köttigenschen Pipetten-Apparatur nach vorhergegangener vierstündiger Behandlung der Suspension auf einer Stossrüttelmaschine bestimmt. Die Kirchhoffsche Arbeit weist jedoch so breite Lücken auf, dass vorläufig weder eine Ueberprüfung, noch eine allgemeinere praktische Verwendung des Ergebnisses durchgeführt werden kann. Es fehlt nämlich das Bindeglied zwischen den bodenphysikalischen Angaben und den statischen Verhältnissen, die an den abgerutschten Böschungen geherrscht haben. Jede kohärente Bodenmasse rutscht im Einschnitt oder im Auftrag, falls der Neigungswinkel der Böschung grösser ist, als der Winkel φ der inneren Reibung und falls obendrein die Höhe der Böschung einen bestimmten, von φ und von der Kohäsion abhängigen Maximalwert überschreitet. Aus den Kirchhoffschen Ergebnissen könnte man bestenfalls schliessen, dass bei den Braunschweigischen Bodenarten der Wert des Produktes M ein Mass für den Scherwiderstand des Bodens darstellt. Zu einem Schluss vom Wert M auf den Wert des Winkels der inneren Reibung und der Kohäsion fehlen die nötigen Angaben. Ausserdem wissen wir aus Erfahrung, dass zwischen den Festigkeitseigenschaften der Böden, zum Beispiel der inneren Reibung und den übrigen physikalischen Beiwerten, wie u. a. den Allerbergischen Grenzen oder dem Kolloidgehalt, lediglich statistische Beziehungen mit grosser Streuung vom Mittelwert bestehen. Halbwegs eindeutige Beziehungen konnten bloss für Böden engbegrenzter Gebiete mit geologisch ähnlicher Vorgeschichte festgestellt werden (7). Die Streuung, mit der die Kirchhoffsche Regel behaftet ist, kennt man noch nicht. Dass sie sehr bedeutend sein muss, geht unter anderem aus den von Dr. Scheidig auf Anregung des Verfassers durchgeführten Untersuchungen hervor. Für die bei Kleinzell in Ungarn abgerutschten Tonmassen erhielt Scheidig M -Werte von 410 bis 1640. Für einen in Bewegung befindlichen Ten in Bruck a. d. Leitha erhielt er $M = 870$. Die Bestimmung der Werte der beiden Faktoren des Produktes M geschah nach den von Kirchhoff verwendeten Methoden. Falls die rutschgefährlichen Tone wirklich durch $M < 360$ gekennzeichnet sein sollten, hätte man es bei den von Scheidig untersuchten Bodenarten mit sehr stabilen Böden zu tun.

Wichtig ist die von den schwedischen Bodenforschern, insbesondere von John Olsson, im Laufe der Jahre gewonnene Erkenntnis, dass der Stabilitätsgrad eines gewachsenen Tonbodens in erster Linie durch das Verhältnis zwischen der Konsistenz des ungestörten und jener des bei unverändertem Wassergehalt durchkneteten Materials bestimmt werde. Je grösser der Quotient aus den beiden, durch die schwedische Kegelprobe bestimmten Konsistenzwerten, desto bedenklicher sei das Material. Der Anwendungsbereich dieser Erkenntnis beschränkt sich jedoch auf die Stabilität von natürlichen Abhängen oder von Einschnittsböschungen.

Eine besondere Stellung unter den Dammbaumaterialien nehmen die Staubböden ein, die bei hohem Kalkgehalt auch als Lössböden bezeichnet werden. Sie sind durch eine mittlere Korngrösse (Mo- und Schluffböden), einen hohen Gleichförmigkeitsgrad und Tonarmut gekennzeichnet. Pfeifer und Quiring (8) kamen auf Grund von Modellversuchen zu dem Schluss, dass Löss- und Lösslehm als Baumaterialien für Deich- und Dammbauten nicht in Betracht kommen. Die mittlere Kornzusammensetzung des von ihnen untersuchten Materials ist in Figur 1 durch Kurve (a) angedeutet. In vielen Fällen verläuft die Verteilungskurve von Lössböden noch viel steiler als diese Kurve. Ob und inwieweit diese pessimistische Einstellung zu den Lössböden eine allgemeinere Gültigkeit beanspruchen kann, lässt sich nicht feststellen, weil die angegebene Quelle weder die Ergebnisse von Scherversuchen, noch eine Angabe über die Abmessungen und die Herstellungsart des Modelldammes enthält. In manchen Gebieten von China werden Lössböden mit Erfolg zur Herstellung von Hochwasser-Schutzdämmen verwendet. Auch in manchen Teilen der Vereinigten Staaten (Utah, South Dakota usw.) werden Staubböden als Dammbau-Material benützt. Gegenwärtig wird in Bobriki bei Tula in Sowjetrusland ein etwa 20 Meter hoher Staudamm aus Löss hergestellt. Der hohe Kalkgehalt der Lössböden sollte nach Kirchhoff stabilisierend wirken. Dr. Scheidig in Freiberg beschäftigt sich gegenwärtig mit einer Verarbeitung der mit Lössböden gemachten technischen Erfahrungen. Um zu einem abschliessenden Urteil über die Eignung der Löss- und der Staubböden zur Herstellung von Erddämmen zu gelangen, müssten insbesondere Lössrutschungen und Dammbüche an Lössdämmen auf Grund der vorher erhobenen Reibungs- und Kohäsionswerte nach rein statischen Grundsätzen untersucht werden.

Zusammenfassend muss man feststellen, dass die zahlreichen Versuche, ein Kriterium für die Beurteilung des relativen Stabili-

tätsgrades von Dammbaumaterialien zu finden, bisher von keinem nennenswerten Erfolg begleitet waren. Ein Erfolg in dieser Richtung ist auch kaum zu erwarten, denn die Stabilität einer Bodenmasse hängt nicht bloss von der Beschaffenheit des Materials, sondern auch von der Neigung und der Höhe der Böschung, der Lage der Sättigungslinie, den hydrostatischen Druckverhältnissen im Sickerwasser, von der Struktur des Bodens usw. ab. Der Sicherheitsgrad stellt sich unter diesen Verhältnissen als eine Funktion $f(u, v, w, x, y, z, \dots)$ dar, in welcher eine Kennziffer für die Beschaffenheit des Dammbaumaterials, zum Beispiel der Wert des Kirchhoffschen Produktes M , lediglich *eine* unter vielen veränderlichen Grössen zum Ausdruck bringt. Die angedeutete Gleichung lässt sich *nur* durch eine Stabilitätsuntersuchung lösen. In dieser Verbindung ist jedoch die blosse Kenntnis des relativen Stabilitätsgrades der Bodenmasse nicht ausreichend.

EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DES SCHERWIDERSTANDES DER DAMMBAU-MATERIALIEN.

Um eine halbwegs einwandfreie Stabilitätsuntersuchung durchführen zu können, müssen der Winkel der inneren Reibung und die Kohäsion (Scherfestigkeit in unbelastetem Zustand) des Bodenmaterials bekannt sein. Die Versuchsmethoden zur Bestimmung dieser Grössen sind soweit ausgebaut, dass man den *unter den Versuchsbedingungen im Boden* auftretenden Scherwiderstand mit genügender Genauigkeit bestimmen kann (9). Die Voraussetzungen für die Erzielung brauchbarer Resultate sind folgende:

Die Lagerungsdichte der Probe soll möglichst genau mit der im Dammkörper zu erwartenden oder vorhandenen Lagerungsdichte übereinstimmen. Falls die voraussichtliche Scherfläche in der Natur durch gesättigtes Erdreich verläuft, so soll auch die Probe während des Versuches in gesättigtem Zustand erhalten werden (ständige Ueberflutung der Oberfläche der Probe).

Der Scherversuch soll erst dann begonnen werden, nachdem sich der Wassergehalt der Probe dem aufgebrachten Druck angeglichen hat. Das Entweichen des überschüssigen Wassers wird durch einen Filter ermöglicht, der die Oberfläche der Probe von der Unterseite der Druckplatte trennt. Die Angleichung hat erst dann stattgefunden, wenn die Probe unter konstantem Druck keine weitere, etwa mit Hilfe einer Messuhr zu beobachtende Zusammen-

drückung erfährt. Bei gleichem Druck und gleicher Bodenbeschaffenheit wächst die zur Angleichung erforderliche Zeit in geradem Verhältnis mit dem Quadrat der Dicke der Probe.

Die Scherkraft soll gleichmässig über das Gebiet der zu erwartenden Scherfläche verteilt sein. Diese Bedingung kann durch Verwendung rauher oder geriffelter Filtersteine oder durch Einbau eines aus dreikantigen Stäben bestehenden Rostes erfüllt werden.

Die Ueberwindung des Scherwiderstandes soll in allen Punkten der Scherfläche gleichzeitig erfolgen. Bei Scherapparaten mit rotierendem Rahmen ist dies nicht der Fall. Ueber die Grösse und die Ursache des Einflusses der Nichterfüllung dieser Bedingung auf das Ergebnis sind die Ansichten heute noch geteilt. Jedenfalls ist dieser Einfluss bei verschiedenen Materialien sehr verschieden und scheint bei Sanden am grössten zu sein.

Für die Aufbringung der Last und der Scherkraft eignet sich bei lange dauernder Verwendung der Apparatur das von der preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau verwendete Modell (10). Für vorübergehende Verwendung kann man eine Belastungsvorrichtung mit oder ohne Hebelübertragung improvisieren. In diesem Fall sollte man dem Scherquerschnitt zwecks Herabminderung der Beobachtungsfehler ein Ausmass von mindestens 20 auf 20 Zentimeter geben. A. Casagrande hat für das Bureau of Public Roads in Washington D. C. einen praktischen und relativ billigen Apparat konstruiert (Einzelheiten noch unveröffentlicht).

Der obere, die Probe umschliessende Rahmen sollte derart gelagert oder ausbalanciert sein, dass er keine Druckkräfte nach unten hin auf die Gleitfläche abgeben kann.

Die Steigerung der Scherkraft soll nicht zu rasch erfolgen. Als angemessene Geschwindigkeit könnte man etwa $1/40$ p pro Minute bezeichnen, worin p den lotrechten Druck angibt, unter dem die Probe steht. Bei rascherer Steigerung der Scherbeanspruchung ergeben sich bei Tonböden etwas niedrigere Scherwiderstände, als bei langsamer. Um den Wert des grössten Scherwiderstandes schärfer zu erfassen, empfiehlt es sich, während des Versuches die gegenseitige Verschiebung der beiden, die Bodenprobe umschliessenden Rahmen zu messen. Bei der Apparatur der preussischen Versuchsanstalt geschieht die Aufzeichnung dieser Verschiebungen automatisch.

Für kohäsionslose Böden lässt sich das Versuchsergebnis angenähert durch die Formel

$$s = p \cdot \text{tang } \varphi$$

darstellen, worin s den bezogenen Scherwiderstand, p den Normaldruck pro Flächeneinheit der Gleitfläche und φ den Winkel der inneren Reibung angibt. Der Wert φ hängt nicht bloss von der Beschaffenheit des Materials, sondern auch von der Dichte der Lagerung ab. Mit zunehmenden Werten von p nimmt der Wert von φ , insbesondere bei dichter Lagerung des Materials, ab und nähert sich bei hohen Flächendrücken einem Grenzwert.

Für kohärente Böden trifft die Coulombsche Beziehung

$$s = c + p \cdot \text{tang } \varphi$$

(c = Kohäsion oder Scherwiderstand der unbelasteten Probe), nur dann angenähert zu, wenn der Druck p unter dem die Bodenprobe im Laufe des Scherversuches stand, diesen Wert im Laufe der Vorgeschichte des Versuches niemals überschritten hat. Andernfalls trifft die, durch obige Gleichung ausgedrückte Beziehung nicht zu (9). Der Wert c hängt in hohem Mass von der Konsistenz ab, die der Boden bei der Einbringung in den Versuchskasten aufwies. Bringt man die Probe bei einem Wassergehalt ein, der etwa der Atterbergschen Fließgrenze entspricht, so gilt für die meisten «bindigen» Böden die Beziehung

$$s = p \cdot \text{tang } \varphi$$

wobei φ von der Grösse des Druckes ziemlich unabhängig ist.

Wiederholt man einen Scherversuch bei unverändertem Flächendruck p , jedoch bei gleichbleibender Gleitrichtung, so ergeben sich in der Regel für c und φ etwas kleinere Werte als beim ersten Versuch. Da der Scherwiderstand bei Böschungsrutschungen in der Natur wahrscheinlich an verschiedenen Stellen der Gleitfläche zu verschiedenen Zeiten überwunden wird, empfiehlt es sich, in die Stabilitätsberechnung die aus dem Wiederholungsversuch abgeleiteten Werte einzuführen.

BEURTEILUNG DER RUTSCHNEIGUNG DER BOEDEN.

Falls der Scherwiderstand des Bodens in der Natur in allen Fällen mit dem aus Versuchswerten berechneten Widerstand übereinstimmte, könnte man von einer « Rutschneigung » der Böden nicht sprechen, denn die Rutschung würde ebenso wie der Bruch eines überbeanspruchten, festen Körpers, eine normale Brucherscheinung darstellen. Bei vielen Rutschungen ist dies nachweisbar

der Fall. Bei andern ist es hingegen zweifellos, dass der Scherwiderstand vor Abgang der Rutschung eine bedeutende Herabminderung unter den laboratoriumsmässigen Normalwert erfahren hat. Nur in solchen Fällen kann man von einer «Rutschneigung» des Bodens sprechen.

Die Beurteilung des Grades der Rutschneigung eines Bodens kann vorläufig *nur* auf Grund der Ergebnisse der statischen Untersuchung abgerutschter Böschungen erfolgen (Rutschungs- oder Dambruch-Analyse, vergleichbar der Setzungsanalyse). Man berechnet auf Grund einer solchen Untersuchung die Summe P aller Kräfte, die im Augenblick der Gleitung längs der Gleitfläche zum Absturz drängten und vergleicht sie mit dem Scherwiderstand W, der nach den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche längs dieser Fläche geherrscht haben soll. Der Wert des Quotienten

$$n = W/P$$

ist ein *Mass für die Rutschneigung des Bodens*. Für einen normalen Boden ist «n» ungefähr gleich der Einheit. Je grösser der Wert von «n», desto rutschgefährlicher ist der Boden, das heisst, desto ausgiebiger ist die Herabminderung, die sein Scherwiderstand in der Natur unter dem Einfluss von Faktoren erfahren kann, die im Laboratorium nicht reproduziert werden können.

Die heute gebräuchlichen Methoden für die Untersuchung der Stabilität von Böschungen wurden von schwedischen Ingenieuren (Pettersson, Fellenius, usw.) erdacht und von deutschen Ingenieuren weitergebildet. Insbesondere seien die Arbeiten von Fellenius (11) und von Ehrenberg (12) hervorgehoben. Eine kritische Betrachtung der Methoden von Résal und Frontard findet sich in einer Arbeit des Verfassers (13). Die Untersuchungsverfahren haben den, wie es scheint unvermeidlichen, Uebelstand, dass man die Lage der gefährlichsten Gleitfläche nur auf indirektem Weg, durch Probieren, ermitteln kann. Obendrein sind, ebenfalls unvermeidlicherweise, die Annahmen betreffend die statische Wirkung des in den Bodenporen enthaltenen Wassers mit einer beträchtlichen Unsicherheit behaftet.

Schaffernak (14) hat schon vor fünfzehn Jahren auf die ausgiebige statische Wirkung hingewiesen, welche das aus einem Staubecken durch einen homogenen Damm nach dem talseitigen Böschungsfuss strömende Wasser auf die Stabilität des Dammkörpers ausübt. Er hat damals gezeigt, dass der oberste Grenzwert für die Neigung der talseitigen Böschung eines homogenen (mit keinem Dichtungskern versehenen) Dammes infolge des talwärts

gerichteten Strömungsdruckes des Sickerwassers wesentlich kleiner ist, als der obere Grenzwert für die Neigung der wasserseitigen Böschung. Dass diese wichtige Tatsache keineswegs selbstverständlich ist und nur langsam erkannt wird, geht unter anderem aus dem Umstand hervor, dass die falseitige Böschung zahlreicher homogener Erddämme in den Vereinigten Staaten steiler gemacht wurde, als die wasserseitige (15).

Besondere Vorsicht erfordert die statische Untersuchung von natürlichen oder von Einschnitts-Böschungen, die sich unter normalen Verhältnissen in trockenem oder mässig durchfeuchtetem Zustand befinden. Um die statische Wirkung einer vorübergehenden, vollständigen, etwa durch andauernde Regengüsse hervorgegerufenen Sättigung der Bodenmassen zu erkennen, betrachten wir die in Figur 2 dargestellte Böschung. Das Bodenmaterial sei mit Reibung und Kohäsion begabt und die statische Untersuchung habe für die Lage der gefährlichsten Gleitfläche das durch die Kurve G dargestellte Ergebnis geliefert. Bezeichnen

F den Flächeninhalt des durch die Gleitkurve G und die Böschungslinie begrenzten Bodenabschnittes,

N seinen Schwerpunkt,

R die Entfernung des Schwerpunktes N vom Mittelpunkt O der kreisbogenförmig angenommenen Gleitkurve G,

n das Porenvolumen des Bodens,

w den Quotienten aus dem mit Wasser gefüllten Teil der Poren und dem gesamten Porenvolumen für den durchfeuchteten Zustand,

γ das spezifische Gewicht der Bodenkörner und

γ_w das spezifische Gewicht des Wassers,

so ist bei durchfeuchtetem Erdreich das zum Absturz drängende Drehmoment M_1 mit Bezug auf den Drehpunkt O pro Breitereinheit des Rutschgebietes nach Figur 2

$$M_1 = F [(1 - n) \gamma + n w \gamma_w] R \sin a. \dots \dots (1)$$

Diesem Drehmoment wirkt das Moment K_p , bzw. W_1 der an der Gleitfläche wirksamen Kohäsionskräfte, beziehungsweise der durch das Gewicht des auflagernden Bodens geweckten Reibungskräfte entgegen. Der Wert des letzteren nimmt in geradem Verhältnis mit dem Gewicht der abgleitenden Bodenmasse zu. Man kann daher schreiben

$$W_1 = C \cdot M_1 \dots \dots \dots (2)$$

worin C eine vom Gewicht des Bodens unabhängige und nur von der Höhe und dem Neigungswinkel der Böschung und der

von der Bodenbeschaffenheit abhängige Konstante bedeutet. Das Porenwasser wird bei durchfeuchtetem Erdreich durch Kapillarität in den Poren festgehalten. Infolgedessen bewirkt eine Vergrößerung des Feuchtigkeitsgehaltes bei kapillarer Durchfeuchtung des Bodens eine ebenso bedeutende Vergrößerung des Reibungsmomentes W_1 wie eine Vergrößerung des Bodengewichtes um den gleichen Betrag.

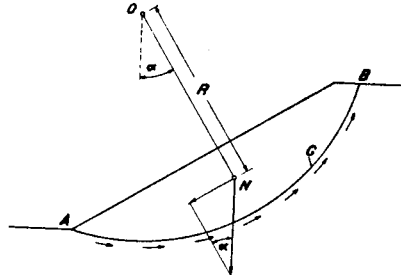


Fig. 2.

Wenn sich jedoch bei anhaltenden Regengüssen die Poren des Bodens allmählich vollkommen mit Wasser füllen, so werden die Kapillarkräfte ausgeschaltet. Der Wert w wird gleich 1,0. Für $w = 1,0$ ergibt Formel (1) den Wert

$$M_2 = F [(1 - n) \gamma + n \gamma_w] R \sin \alpha \dots \dots \dots (3)$$

Die Formel (2) verliert ihre Gültigkeit, weil das Wasser in den Poren nicht mehr durch Kapillarkräfte festgehalten wird, sondern in den Poren talwärts strömt. Die Oberfläche AB der Böschung stellt den freien Spiegel der Grundwasserströmung dar. Der Reibungswiderstand, der in einer vom Grundwasser durchströmten Bodenmasse auftritt, ist bei seichter Lage der Gleitfläche angenähert gleich dem Produkt aus der Reibungsziffer und dem um den hydrostatischen Auftrieb verminderten Gewicht der Bodenmasse, die auf der Gleitfläche lastet. Infolgedessen tritt an die Stelle der Formel (2) für den durchfeuchteten Boden, die Formel

$$W_2 = C \cdot M'_2 \dots \dots \dots (4)$$

worin

$$M'_2 = F (1 - n) (\gamma - \gamma_w) R \sin \alpha \dots \dots \dots (5)$$

Für den Zustand der Durchfeuchtung war der Sicherheitsgrad S_1 der Böschung gegen Abrutschen längs der Gleitfläche wie folgt:

$$S_1 = \frac{K_1 + W_1}{M_1} = \frac{K_1 + C F R \sin \alpha [(1 - n) \gamma + n w \gamma_w]}{F R \sin \alpha [(1 - n) \gamma + n w \gamma_w]}$$

Nach erfolgter Sättigung des Bodens ergibt sich an seiner Stelle

$$S_2 = \frac{K_1 + W_2}{M_2} = \frac{K_1 + C F (1 - n) (\gamma - \gamma_w) R \sin \alpha}{F R \sin \alpha [(1 - n) \gamma + n \gamma_w]}$$

Um eine Vorstellung von der Grössenordnung der Herabminderung zu bekommen, den der Sicherheitsgrad S beim Uebergang des Bodens aus dem durchfeuchteten Zustand in den gesättigten erfährt, nehmen wir zunächst an, dass das Moment K_1 der Kohäsionskräfte gegenüber dem Moment W_1 , beziehungsweise W_2 der Reibungskräfte vernachlässigt werden könne. Obendrein führen wir in die Rechnung folgende Ziffernwerte ein : $n = 40 \%$, $w = 0,80$, $\gamma = 2,66$, und $\gamma_w = 1$. Unter diesen Voraussetzungen erhalten wir

$$S_1 = C \quad \text{und} \quad S_2 = C \cdot \frac{(1 - n) (\gamma - 1)}{(1 - n) \gamma + n \gamma_w} \doteq \frac{1}{2,0} C$$

Der Sicherheitsgrad sinkt also für die Gleitfläche G infolge der eingetretenen Sättigung etwa auf die Hälfte des Wertes für durchfeuchteten Boden. Der Sicherheitsgrad der Böschung dürfte noch kleiner sein, weil die Kurve G für den Zustand völliger Sättigung nicht mehr die gefährlichste Gleitkurve darstellt. Das Rechnungsergebnis liefert auch eine ungezwungene Erklärung der Tatsache, warum die Rutschungen fast immer nach anhaltenden Regengüssen abgehen und es entfällt die Notwendigkeit für die physikalisch unbegründete Hypothese, dass der durch blosser Ueberflutung herbeigeführte Uebergang des Bodens aus dem feuchten in den gesättigten Zustand eine Herabminderung des Scherwiderstandes bewirke. Bei seichten Rutschungen (Abschälungen) ist eine Zermürbung und Auflockerung des Bodens durch Regengüsse denkbar. Wenn sich jedoch die Gleitfläche unterhalb der Grenze der jahreszeitlichen Schwankungen im Feuchtigkeitsgrad befindet, wie dies bei grossen Rutschungen fast ausnahmslos der Fall ist, so scheidet diese Erklärungsmöglichkeit aus.

Auch bei Staudämmen kann es vorkommen, dass entweder die wasserseitige Böschung (infolge rascher Absenkung des Stauspiegels) oder die landseitige Böschung (infolge Absättigung des über dem normalen Sickerwasserspiegels befindlichen Raumes als Folge anhaltender Regengüsse) vom Sickerwasser mit vollem Böschungsgefälle durchströmt wird. Eine Rutschungsanalyse bei der die statischen Auswirkungen der zur Zeit der Rutschung herrschenden Sättigungsverhältnisse nicht berücksichtigt wurden oder infolge fehlender Angaben nicht berücksichtigt werden konnten, ist unbrauchbar.

Die Zahl der bisher durchgeführten, einigermaßen verlässlichen Rutschungsanalysen und der aus ihnen abgeleiteten Anhalts-

punkte für die Beurteilung der Rutschungsneigung der verschiedenen Bodenarten ist so gering, dass wir genötigt sind, zu Vergleichszwecken auch die verfügbaren Daten über Rutschungen an natürlichen und an Einschnittböschungen heranzuziehen. Die im Nachfolgenden aufgezählten Fälle zerfallen in drei Gruppen: Normale Fälle (Abwesenheit einer Rutschneigung), Fälle von ausgesprochener Rutschneigung und zweifelhafte Fälle.

Normale Fälle. Zu den normal sich verhaltenden Materialien gehören nach dem gegenwärtigen Stand der Erfahrung alle gemischtkörnigen, tonarmen, durch Stampfen oder Walzen in eine dichte Lagerungsform gebrachten Böden. Als typisches Beispiel sei die in Figur 1 durch Kurve (b) dargestellte Bodenart erwähnt, die sowohl hinsichtlich der Stabilität, als auch der Durchlässigkeit allen Ansprüchen genügt. Für solche Fälle gilt $n = 1$.

Ausgesprochene Rutschneigung. Eine solche konnte sowohl an kohäsionslosen als auch an kohärenten Bodenarten wiederholt festgestellt werden.

Das spontane Ausfließen locker gelagerter Sande (Sandfälle) ist allgemein bekannt. Justin (17) erwähnt einen Fall, in dem ein locker gelagerter, im Staubereich einer Stauanlage angelegter, aus Grobsand bestehender Damm bei der ersten Füllung des Beckens ausfloss. Die Ziffer der inneren Reibung dieses Materials betrug mindestens 0,65. Die Böschungsneigung war 0,25. Das im Damm befindliche Porenwasser war zur Zeit der Rutschung in Ruhe. Infolgedessen war der Rutschungsindex mindestens $n = 0,65/0,25 = 2,6$. Für die Sandfälle von Zeeland bekommt man sogar n -Werte bis zu 3,5. Die Rutschneigung locker gelagerter Sande hängt jedoch von Umständen ab, deren Einzelheiten noch nicht bekannt sind. Dem Verfasser ist ein Fall vorgekommen, wo man im Staubereich einer Stauanlage einen aus Feinsand bestehenden Fahrdamm mit Böschungen von etwa 1 : 2 geschüttet hat. Trotz der lockeren Lagerung des Materials hatte die Füllung des Staubeckens keinen nachteiligen Einfluss auf den Stabilitätsgrad des Dammes. Solange die Umstände, von denen die Rutschneigung einer Bodenart abhängt, noch nicht bekannt sind, muss man von Fall zu Fall entscheiden, ob man die Projektierung auf Grund der ungünstigsten Erfahrungen vornehmen soll, oder die Möglichkeit eines Misserfolges in Kauf nehmen kann.

Die offenkundigsten Fälle von Rutschneigung treten an Böschungen kohärenter, tonreicher Böden in natürlichem Lagerungszustand auf. Zwei typische Fälle konnte der Verfasser an der Eisen-

bahnlinie Puerto Limon - San José in Costa Rica untersuchen. Figur 3 (a) zeigt das Längenprofil der Rutschung von Las Pavas in Meile 67,5 dieser Bahnlinie. Die Rutschung dauerte vom Dezember 1927 bis Februar 1928 und wurde durch die Herstellung einer Eisenbeton-Winkelstützmauer zum Stehen gebracht. Das abgerutschte Material besteht aus einem fetten, tonreichen Verwitterungsbo-

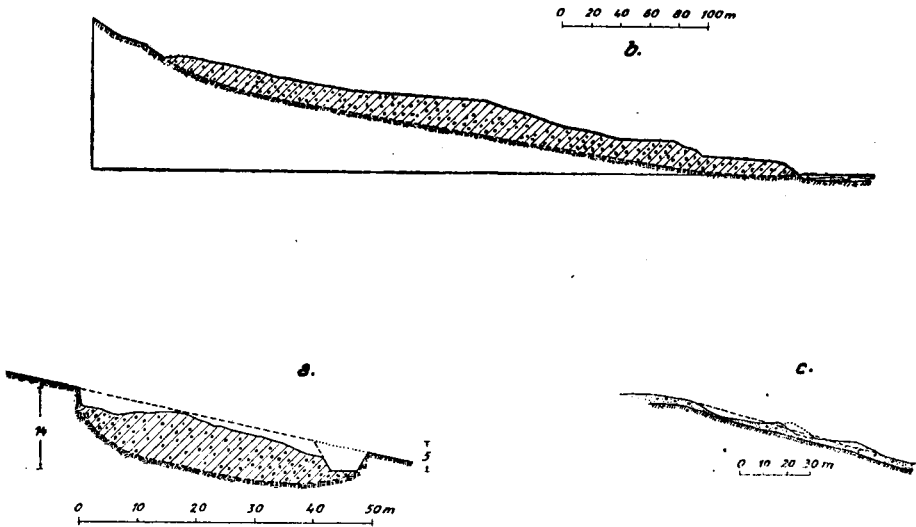


Fig. 3.

den von rotbrauner Farbe. Die grobkörnige Fraktion setzt sich vorwiegend aus stark verwitterten, scharfkantigen Fragmenten eines Eruptivgesteines zusammen. Im Nachfolgenden seien Ergebnisse der Untersuchung einer typischen Bodenprobe mitgeteilt :

Kornverteilungskurve c, Figur 1.

Wassergehalt $w = 45\%$ (auf Trockensubstanz bezogen).

Atterbergsche Fließgrenze 80% , Plastizitätsgrenze 46% .

Scherfestigkeit der ungestörten Probe $s = 0,8 + p \cdot \operatorname{tg} 18^\circ = 0,8 + 0,32 p$ (Kilogramm pro Quadratcentimeter)

Scherfestigkeit der gestörten Probe, bei der Fließgrenze eingebracht

$$s = p \cdot \operatorname{tg} 17^\circ = 0,30 p$$

Die Probe wurde am Boden eines seichten Schachtes entnommen. In der Nachbarschaft der Oberfläche war das Material stellen-

weise so weich, dass man in dasselbe einsank. Bei der Stabilitätsberechnung wurde angenommen, dass der abgerutschte Bodenabschnitt von zahlreichen Spalten durchsetzt sei, die vollkommen mit Wasser gefüllt sind, so dass der Boden von einem Sickerwasserstrom durchflossen wird, dessen Gefälle der Geländeneigung gleichkommt. Die Rechnung ergab für den Rutschungsindex einen Wert von mindestens $n = 5$.

Bei der Rutschung von Torito (Meile 57,25 der oberwähnten Bahnlinie, Profil Figur 3, b) bestand die grobkörnige Fraktion des abgerutschten Materials aus etwas abgerundeten Fragmenten eines unvollständig verwitterten Eruptivgesteines. Die feinkörnige Fraktion hat einen hohen Gehalt an vulkanischem Tuff und graugrüne Färbung. Folgende Angaben mögen ein Bild des Bodens geben :

Kornverteilungskurve d, Figur 1,

Wassergehalt 30 %,

Atterbergsche Fließgrenze 52 %, Plastizitätsgrenze 28 %.

Winkel der inneren Reibung einer gestörten, von Grus befreiten, bei der Fließgrenze eingebrachten Probe $\varphi = 20^\circ 30'$, $\lg \varphi = 0,37$.

Auch diese Probe stammte von der Sohle eines seichten Schachtes. Die Scherdaten der ungestörten Proben konnten infolge des hohen Gehaltes an Grobgrus nicht ermittelt werden. Die Kohäsion der Probe betrug nach unserer Schätzung mindestens zwei Tonnen pro Quadratmeter. Die Rutschung dauert mit längerer oder kürzerer Unterbrechung schon seit etwa dreissig Jahren. Das Rutschgebiet erstreckt sich gegenwärtig bis auf eine Entfernung von etwa 440 Meter von der Bahnlinie bergwärts und bis in eine Tiefe von etwa 12 Metern unter Gelände. Die schiebende Masse hat einen Kubikinhalt von etwa 1,700.000 Kubikmetern. In diesem Fall kommt man bei Berücksichtigung sämtlicher hydrostatischer Kräfte, welche auf die Rutschmasse einwirken könnten, sowie unter Vernachlässigung des reibungserhöhenden Einflusses des hohen Grusgehaltes der Rutschmasse auf einen Rutschungsindex von der Grössenordnung $n = 1,5$.

Ein besonders interessanter Fall einer Rutschung in steifem Ton in der gemässigten Zone wurde von A. Casagrande eingehend studiert. Der Wassergehalt des Tones lag zwischen den Grenzen von 35 bis 40 %, die Fließgrenze zwischen 40 % und 55 % und die Plastizitätsgrenze zwischen 20 % und 24%. Für die Kohäsion der ungestörten Proben ergab sich der ungewöhnlich hohe

Wert von $c = 1,1$ bis $2,2$ Kilogramm pro Quadratcentimeter und für den Winkel der inneren Reibung $\varphi = 20^\circ$ und $\lg \varphi = 0,36$.

Die Rutschung ereignete sich an einer Böschung mit einer Höhe von 15 Metern und erstreckte sich bis auf eine Entfernung von 41 Metern vom Böschungsfuss. Die Lage der Gleitfläche konnte festgestellt werden. In den unbeschädigten Teilen der Böschung war das Material von lotrechten Diaklasen mit angewitterten Wänden durchsetzt. Die statische Berechnung wurde von unserem Gewährsmann auf Grund folgender Annahmen durchgeführt: Längs der Diaklase sei die Kohäsion zur Gänze ausgeschaltet. Die Spalten seien vollkommen mit Wasser gefüllt. Ein Zusammenwirken von Kohäsion und Reibung in dem durch die Ergebnisse der Scherversuche angegebenen Mass habe nur auf dem dritten Teil der Länge der Gleitkurve stattgefunden. Für diesen, auf das kleinste zulässige Mass reduzierten Bereich der Wirksamkeit des unverminderten Bodenwiderstandes wurden die kleinsten von den Versuchen gelieferten Reibungs- und Kohäsionswerte eingeführt. Trotz dieser ungünstigen Annahmen ergab sich aus den Rechnungsergebnissen für den Rutschungsindex noch immer ein Wert von $n = 1,5$.

Die zahlreichen Fälle von Rutschungen auf vorgebildeten Gleitflächen gehören nicht in den Rahmen des Referats.

Zweifelhafte Fälle. Zu den zweifelhaften Fällen gehören in erster Linie die zahlreichen Rutschungen, die in den von Gesteinsfragmenten durchsetzten Verwitterungsprodukten von geschichteten Mergeln, Schiefermergeln und anderen Schiefergesteinen auftreten. Besonders verbreitet sind diese Rutschungen in manchen Gebieten von Pennsylvanien und West Virginia in den Vereinigten Staaten. Figur 3c zeigt den Querschnitt durch ein solche Rutschung. Die Kornverteilungskurve einer typischen Materialsprobe ist durch Kurve e in Figur 1 dargestellt. Sie hat einen ähnlichen Verlauf wie die Kurve d, Figur 1, von der Rutschung Torito, zeigt jedoch einen wesentlich höheren Gehalt an Grob- und Feingrus. Ausserdem bestehen die Gesteinsfragmente nicht aus einem verwitterten Massengestein, sondern aus teilweise verwitterten brüchigen Fragmenten eines geschieferten Muttergesteins. Infolge seines hohen Grusgehaltes ist auch seine Kohäsion wesentlich kleiner als die des Materials Kurve d. Die vom Verfasser an den von Grus (Grobstoffe > 1 Millimeter) befreiten Bodenproben vorgenommenen Scherversuche ergaben einen mittleren Reibungswert von $\lg 17^\circ = 0,31$. Unter der Voraussetzung, dass die Reibungsziffer des unabgesiebten

Bodens mit der Reibungsziffer der untersuchten Proben halbwegs identisch ist, ergibt sich für den nach Figur 3,e, abgerutschten Boden unter der Annahme einer vollständigen Sättigung der Poren mit Regen- und Grundwasser, ein Rutschungsindex von 1,1. Da jedoch die Anwesenheit der Grustraktion die Ziffer der inneren Reibung des Materials zweifellos erhöht, so dürfte auch der wahre Rutschungsindex des Materials höher sein.

Von besonderem Interesse ist das Ergebnis der Auswertung der Daten betreffend den in der französischen Literatur (16) behandelten Erddamm von Charmes (Kornverteilungskurve f in Figur 1). Der Damm hatte eine Höhe von 17 Metern und wurde in

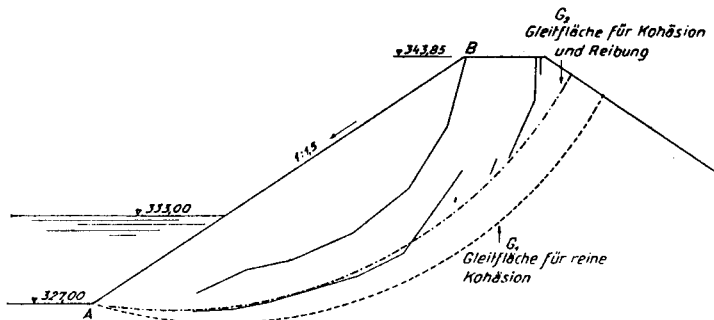


Fig. 4.

den Jahren 1902 bis 1906 hergestellt. Er stürzte im Oktober 1909 durch Abrutschen der wasserseitigen Böschung ein. Diese Böschung hatte eine Neigung von 1:1,5 und war mit Beton verkleidet. Die nach dem Unfall am abgerutschten Material vorgenommenen Scherversuche ergaben für die Kohäsion Werte von 2,0 bis 2,5 Tonnen pro Quadratmeter, und für den Reibungswinkel Werte von 8° bis 10°. Die Rutschung begann während einer Entleerung des Staubeckens bei einer Wassertiefe von 6 Metern und dauerte 52 Tage. Die Lage der Rutschflächen ist in der angegebenen Veröffentlichung graphisch dargestellt. Berechnet man auf Grund der Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche und auf Grund der durch Scherversuche bestimmten Reibungs- und Kohäsionswerte das dem Abrutschen entgegenwirkende Moment mit Bezug auf den Mittelpunkt des Gleitkreises, so findet man, dass es ungefähr dem zum Absturz drängenden Moment gleichkommt. Der Rutschungsindex des Dammbaumaterials wäre also gleich der Einheit. Figur 4 zeigt die Lage der beobachteten Gleitflächen, die Lage der gefährlichsten

Gleitfläche G_1 für reine Kohäsion und G_2 für einen Kohäsionswert von 2,5 Tonnen pro Quadratmeter verbunden mit Reibung. Die meisten der beobachteten Gleitflächen verlaufen zwischen der Kurve G_2 und der wasserseitigen Böschung des Dammes. Die mit der Beurteilung dieses Falles verbundene Unsicherheit liegt jedoch hauptsächlich in dem Umstand, dass wir nicht wissen, ob bei den Reibungsversuchen Vorsorge getroffen wurde, durch Anordnung eines Filters und Dauerbelastung eine Entspannung des Porenwassers sicherzustellen. Vergleicht man die gemessenen Reibungswinkel von 8° — 10° mit dem Reibungswinkel $\varphi = 18^\circ$ für das wesentlich tonreichere, hochplastische Material Figur 1, Kurve c, von der Rutschung Las Pavas, so erscheinen diese Werte so niedrig, dass der Gedanke an eine unvollkommene Konsolidation naheliegt. Bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 18^\circ$ würde sich für das Material von Charmes ein Rutschungsindex von der Grössenordnung zwei ergeben.

Zu den zweifelhaften Fällen gehören auch die Rutschungen, die Fellenius auf S 37 — 39 seiner Abhandlung (11) beschrieben hat. Fellenius leitet für die abgerutschten Böden aus den beobachteten Gleiterscheinungen Reibungswinkel von 4° bis 6° ab. Diese Werte belaufen sich höchstens auf die Hälfte der Werte, die man bei Reibungsversuchen an ähnlichen Tonen bekommt, falls man den Proben Zeit und Gelegenheit gibt, ihren Wassergehalt den jeweiligen Druckwirkungen anzupassen. Es dürften auch die von Fellenius angeführten Tone eine ausgesprochene Rutschneigung aufweisen.

Für die Beurteilung der Rutschneigung tonarmer, gleichförmiger Mo- und Schluffböden fehlen heute noch verlässliche Anhaltspunkte.

BEURTEILUNG DER RUTSCHNEIGUNG.

Um eine verlässliche Grundlage für die Beurteilung der Rutschneigung der verschiedenen Bodenarten zu schaffen, müsste man in erster Linie über die Ergebnisse einer grossen Zahl von Rutschungsanalysen verfügen. Bei dem heutigen Stand der Erfahrung sind wir noch genötigt, auf Grund von Arbeitshypothesen ein Bild von den Ursachen der Rutschneigung zu entwerfen und auf diesem Weg den Stabilitätsgrad der verschiedenen Bodenarten schätzungsweise zu beurteilen.

Ueber die Ursache des spontanen Ausbrechens von abgeböschten Sandmassen kann heute wohl kein Zweifel mehr bestehen. Seit

wir wissen, dass die Anwesenheit des Porenwassers einen sehr geringen Einfluss auf den Winkel der inneren Reibung des Sandes hat, verbleibt nur mehr die vom Verfasser schon seit langem vertretene Erklärungsmöglichkeit (18), dass es sich bei den «Sandfällen» um die Folgeerscheinung spontaner Setzungen handelt («Setzungsflussung»). Je dichter die Lagerung einer Schüttung, desto unwahrscheinlicher ist auch das Auftreten solcher Setzungen. Aus diesem Grund ist man wohl berechtigt grob- oder gemischtkörnigen, tonarmen, durch Stampfen, Walzen oder Einschlämmen verdichteten Böden die Rutschneigung abzuspreehen ($n = 1$).

Gleichförmige Mo- und Schluffböden haben auch in künstlich verdichtetem Zustand in der Regel ein relativ hohes Porenvolumen. Man findet Werte bis zu 50 %. Infolgedessen liegt hier eine Setzungsflussung im Bereich der Möglichkeit.

Gemischtkörnige, tonhaltige Verwitterungsböden mit hohem Gehalt an brüchigem, schiefrigem Grus weisen auf natürlicher Lagerstätte n -Werte bis zu zwei auf (Rutschung Figur 3, b und c). Wir erklären uns diese Rutschungen gegenwärtig auf folgende Weise: Die Massen enthalten zahlreiche Hohlräume, deren Wände mit weichem Ton überzogen sind. Wenn eine solche Masse infolge örtlicher Ent- oder Belastung eine Formänderung erleidet, so ändern die Berührungspunkte zwischen den Grusfragmenten ihre Lage. Es kommen Stellen miteinander in Berührung, die mit weichem Ton überzogen sind, wodurch der mittlere, in der Masse wirksame Reibungswiderstand wesentlich kleiner wird und das Abschieben auslöst. Künstliche Verdichtung des Materials durch Stampfen oder Walzen vermindert das Porenvolumen und mit ihm die Beweglichkeit des Bodens. Trotzdem empfiehlt es sich auch die eingewalzten Böden dieser Art als rutschgefährlich zu betrachten und einen Rutschungsindex von der Grössenordnung 1,5 vorzusehen.

In tonreichen Bodenmassen mit grosser Kohäsion liegt die Möglichkeit des Vorhandenseins von Fugen und Rissen vor (Klüftigkeit). Die Klüftigkeit kann auf sehr verschiedene Weise zustande kommen (Zurisse, Schrumpfrisse, offene Scherrisse infolge ungleichen Schwellens). In manchen Fällen ist sogar die ganze Bodenmasse im Zustand natürlicher Lagerung von einem Netzwerk von Haarrissen durchzogen (Böschungen im Rosengarten — Einschnitt, zahlreiche terliäre, marine Tone in Osteuropa, Nordafrika, Nordamerika), deren Entstehungsursachen heute noch unbekannt sind. Die Wände dieser Risse sind ebenso wie die Wände der Hohlräume in grusreichen Verwitterungsböden an allen jenen Stellen an denen keine Druck-

übertragung stattfindet, mit einer dünnen Schichte weichen, schmierigen Tones überzogen. Wenn nun infolge einer Aenderung des Spannungszustandes die Stellen der Druckübertragung ihre Lage ändern, so kommen geschmierte Stellen der Klüftwände miteinander in Kontakt und der wirksame Scherwiderstand der Bodenmasse wird kleiner. Damit die Klüftung und eine ausgiebige Schmierwirkung auftreten kann, muss der Ton eine hohe Druckfestigkeit aufweisen. Andernfalls würden sich die Klüfte innerhalb der Bodenmasse vollkommen schliessen.

Die Rutschneigung von Tonen kann aber auch, wie bereits erwähnt, in unzerklüfteten Tonen auftreten, falls diese Tone bei einer Strukturveränderung eine bedeutende Einbusse an Festigkeit erleiden (knetempfindliche Tone). Eine befriedigende physikalische Erklärung der Knetempfindlichkeit verdanken wir A. Casagrande (19). Das Abscheren dürfte sich wohl niemals gleichzeitig an allen Stellen einer Gleitfläche vollziehen. Die Gleitung beginnt vielmehr mit der Bildung eines Zugrisses an der bergseitigen Grenze des Rutschgebietes. Dieser Zugriss setzt sich dann als Scherfläche nach der talseitigen Grenze des Rutschungsbereiches fort. In einem knetempfindlichen Ton erzeugt der Schervorgang eine Zone durchkneteten Materials mit verminderter Scherfestigkeit. Unter solchen Verhältnissen nimmt der mittlere, im Gleitbereich wirksame Scherwiderstand während der Bildung der Scherfläche ab und kann bei besonders knetempfindlichen Tonen tief unter den durch Laboratoriumsversuche festgestellten Wert sinken. Auf diese Weise scheint die Rutschneigung vieler schwedischer Tone zustandezukommen.

In manchen Fällen ergibt sich die Rutschneigung aus dem Zusammenwirken von Klüftigkeit und Knetempfindlichkeit. Ein typischer Fall dieser Art wurde bereits als Beispiel für ausgesprochene Rutschneigung angeführt.

Klüftigkeit und Knetempfindlichkeit des Tones sind keine Eigenschaften des Materials an sich, sondern lediglich Folgeerscheinungen der Grob- und der Feinstruktur des Bodens. Blosses Durchkneten scheint die Knetempfindlichkeit eines Tones dauernd zu beseitigen, oder auf ein bescheidenes Mass zu reduzieren, denn es zerstört die Feinstruktur des Materials. Auch bei der Gewinnung, Aufschüttung und künstlichen Verdichtung eines tonreichen Dammbaumaterials wird die Feinstruktur desselben zum Teil zerstört. Andererseits können im Dammkörper bei der Füllung des Staubeckens Schwell- oder Setzungsrisse auch dann auftreten, wenn das Material im ursprünglichen Lagerungszustand unzerklüftet war.

Auch die ungleichmässige Setzung der Unterlage des Dammes kann die Zerklüftung und mit ihr die Rutschneigung eines kohärenten Dammbaumaterials herbeiführen. Diese Erscheinung dürfte das Auseinanderfliessen des Lafayette-Dammes in Kalifornien veranlasst haben (31).

Aus den aufgezählten Gründen kann man wohl nicht erwarten, dass zwischen der Rutschneigung eines natürlich gelagerten Tonbodens und der Rutschneigung des gleichen Tonbodens nach vorhergegangener Gewinnung, Aufschüttung und Verdichtung eine

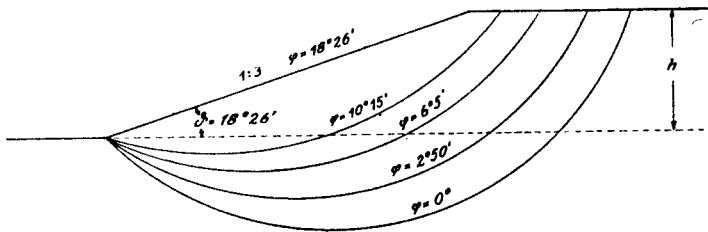


Fig. 5.

einfache, eindeutige Beziehung besteht. Letztere hängt nicht bloss von den Eigenschaften des Rohstoffes, sondern auch in hohem Mass davon ab, bis zu welchem Grad die Struktur des Rohstoffes bei der Herstellung des Dammes zerstört wurde. Zu der grossen, mit der Beurteilung des Materials verbundenen Unsicherheit kommt noch der, aus Figur 5 zu entnehmende Umstand, dass eine Böschungsrutschung bei hochkohärentem Material bei gleicher Böschungsneigung und gleicher Böschungshöhe eine wesentlich grössere Bodenmasse erfasst, als bei kohäsionsarmen. Infolgedessen ist bei der Verfassung des Projektes von Dammbauten aus Tonböden grosse Vorsicht am Platz. Es empfiehlt sich, mit einem Rutschungsindex von mindestens 2 zu rechnen und obendrein alle bodenphysikalischen Erhebungen durchzuführen, die einen Anhaltspunkt zu einer schärferen Erfassung der Rutschneigung des Materials liefern könnten.

Durch die vorangegangenen Erörterungen wurden zum mindesten die allgemeinen Richtlinien für die Beurteilung der Rutschneigung der verschiedenen Dammbaumaterialien geliefert. Nach dem heutigen Stand der Erfahrung könnte man die verschiedenen Dammbaumaterialien in sorgfältig verarbeitetem Zustand (in bergfeuchtem oder künstlich angefeuchtetem Zustand, eingestampft oder

eingewalzt) je nach der Rutschneigung in folgende Gefahrenklassen einteilen:

I. Normalböden ohne Rutschneigung $n = 1$.

1). Gleichförmige Sand- und Kiesböden. Ungleichförmigkeitsgrad U , nach der Definition von Allen Hazen bestimmt, von der Grössenordnung 4. In verdichtetem Zustand sehr stabil, jedoch hochgradig durchlässig.

2). Tonfreie Gemenge von Sand, Mo und etwas Schluff, $U > 15$. In verdichtetem Zustand sehr stabil und vielfach auch hinreichend undurchlässig.

3). Verwitterungsböden von Massengesteinen mit allen Gemengteilen von hartkörnigem Grus bis zum Schluff und etwas Ton. U bis zu 500.

II. Böden mit zweifelhafter Stabilität, $n = 1.5$.

4). Gleichförmige Mo und Schluffböden und Löss, U von 4 bis 15.

5). Gemenge von Feinsand, Mo, Schluff und etwas Ton. Lösslehme. $U > 15$.

6). Verwitterungsböden von Schiefergesteinen mit allen Gemengteilen von Grus bis zum Schluff und etwas Ton. Die Grusfragmente sind mehr oder weniger ausgiebig verwittert und brüchig. U bis zu 500.

III. Rutschgefährliche Bodenarten $n \geq 2$.

7). Fette, sandarme Tonböden, steifplastisch und homogen. Vorsicht geboten.

Es ist wahrscheinlich, dass die Rutschneigung innerhalb jeder Gruppe auch noch von den physikalischen Eigenschaften der Schluff- und insbesondere der Tonfraktion abhängt. Doch sind wir heute noch nicht in der Lage, den Einfluss dieser Faktoren zu beurteilen. Bei niedrigen Dämmen (Deichen) die bloss geschüttet, aber nicht verdichtet werden, dürfte die Rutschneigung zwischen wesentlichen weiteren Grenzen schwanken, als jene des eingewalzten Materials.

SICHERHEITSGRAD DER DAEMME UND PRUEFUNG DES DAMMBAUMATERIALS.

Betrachtet man die Querschnitte der bisher angeführten Erd-dämme, so erkennt man auch ohne statische Untersuchung, dass der durchschnittliche Sicherheitsgrad höchstens von der Grössen-ordnung 1,5 sein kann. Bei stabilem, raumbeständigem Schüttungs-material ist auch dieser niedrige Sicherheitsgrad nicht bedenklich. Gefährlich ist jedoch die Gepflogenheit, sich bei der Festlegung der Böschungsneigung der Dämme lediglich auf das Gefühl zu verlas-sen, ohne sich auf ziffernmässige Angaben über den Scherwiderstand des Baumaterials zu stützen und ohne eine Stabilitätsberechnung durchzuführen. Infolge dieser Gepflogenheit schwankt der Sicher-heitsgrad der Erddämme innerhalb sehr weiter Grenzen und dürfte sich bei hohen Dämmen mit tonreichem Baumaterial in beden-licher Weise dem Werte » eins « nähern. Nach dem gegenwärtigen Stand unserer Kenntnis empfiehlt sich bei der Projektierung fol-gender Vorgang:

Beschaffung der ziffernmässigen, für die Stabilitätsberechnung erforderlichen Daten, Wahl des Sicherheitskoeffizienten und schliess-lich die Durchführung der Stabilitätsuntersuchung.

Die Bodenuntersuchungen, welche die ziffernmässige Unterlage für die Stabilitätsberechnung liefern, umfassen folgende Erhebun-gen :

Bestimmung des spezifischen Gewichtes der Trockensubstanz.

Bestimmung des Porenvolumens bei dem im Dammkörper zu erwartenden Verdichtungszustand.

Bestimmung der Kohäsion und des Winkels der inneren Rei-bung, durchgeführt unter Beachtung der bereits eingehend behan-delten Vorsichtsmassregeln.

Bei der Wahl des Sicherheitskoeffizienten ist es unerlässlich, die Rutschneigung des gewählten Baumaterials zu berücksichtigen. Bezeichnet man den Sicherheitsgrad, den man für ein erstklassiges, mit keiner Rutschneigung behaftetes Dammbaumaterial (zum Bei-spiel das Material Figur 1, Kurve b) für zulässig erachtet mit S_{\min} so sollte man für den Sicherheitsgrad des geplanten Bau-werkes den Wert

$$S = n \cdot S_{\min}$$

wählen, wobei n den Rutschungsindex des Dammschüttungsmate-

rials angibt. S_{\min} dürfte für die bestehenden Erddämme zwischen den Werten 1,2 und 1,5 liegen und sollte durch Bauvorschriften ein für allemal festgelegt werden.

Um die Einreihung eines Dammbaumaterials in die zugehörige Gefahrenklasse vornehmen zu können, würde es genügen, eine mechanische Analyse vorzunehmen und bei grushältigen Verwitterungsböden die Gesteinsart und den Verwitterungsgrad der Grusfraktion festzustellen. Das vorgeschlagene Verfahren für die Abschätzung des n -Wertes bildet jedoch nur einen Notbehelf, der mit zunehmender Erfahrung und Einsicht durch eine schärfere Methode ersetzt werden soll. Um die in Verbindung mit Erddämmen gemachten Erfahrungen systematisch verarbeiten und aus Damnbrüchen nutzbringende Schlüsse ziehen zu können wird empfohlen, ausserdem folgende Daten zu erheben:

Atterbergsche Grenzen und

Bestimmung des Gehaltes des Baustoffes an $(CaO + MgO)$.

Das wichtigste Mittel zur Vertiefung unserer Einsicht besteht in der gewissenhaften Durchführung von Stabilitätsberechnungen an gebrochenen Dämmen (Rutschungsanalyse) in Verbindung mit einer Untersuchung der abgerutschten Bodenmassen nach den obendargelegten Gesichtspunkten.

Im Zusammenhang mit der Stabilitätsuntersuchung sei hervorgehoben, dass die Gleitfläche bei vielen Damnbrüchen nur zum kleineren Teil durch den Dammkörper, zum grössten Teil jedoch durch den Untergrund verlief. Als typisches Beispiel sei der Bruch des Eildon Dammes in Australien erwähnt (32). Infolgedessen erfordert die Durchführung einer Stabilitätsberechnung oder einer Rutschungsanalyse nicht bloss die Kenntnis der Scherfestigkeit des Dammbaumaterials, sondern auch jene des Untergrundes. Die einschlägigen Scherversuche sollten an ungestörten Bodenproben der weichsten Bodenschichten vorgenommen werden. Falls der Untergrund einen anderen Rutschungsindex aufweist als das Dammbaumaterial, so müsste man den Unterschied bei der Wahl des Sicherheitskoeffizienten sinngemäss berücksichtigen.

DURCHLAESSIGKEIT DES DAMMBAUMATERIALS.

Bei der Entwurfsbearbeitung für einen Erddamm ist häufig die Frage zu beantworten, ob die verfügbaren Dammbaumaterialien an sich schon hinreichend undurchlässig sind, oder ob man den Damm-

körper mit einer Kernmauer oder einer besonderen Dichtungsschicht versehen muss. Die Beantwortung erfordert die Kenntnis des mittleren Durchlässigkeitskoeffizienten (k -Wertes) der verfügbaren Böden. Für eine rasche Beurteilung des k -Wertes zahlreicher Bodenproben empfiehlt sich der Casagrandesche Kapillaritätsversuch (20), einer Verbesserung der von Verfasser bei den Vorarbeiten für den Granville-Damm (21) verwendeten Methode. Die Apparatur ist leicht transportabel und billig und der Zeitaufwand beträgt pro k -Wert nur wenige Minuten. Das Material wird jedoch in einem Lagerungszustand geprüft, der erheblich vom Lagerungszustand im Dammkörper abweichen kann. Ausserdem enthält die Formel zur Auswertung der Beobachtungsergebnisse eine empirische Konstante, die innerhalb gewisser Grenzen von der Beschaffenheit des Materials abhängt. Infolgedessen ist es nötig, durch einige Durchlässigkeitsversuche grösseren Masstabes an Proben, deren Porenvolumen einigermaßen jenen des Dammkörpers gleichkommt, das Verhältnis zwischen den richtigen k -Werten und den k -Werten kennenzulernen, die sich aus dem Kapillaritätsversuch ergeben. Bei diesen Versuchen grösseren Masstabes, die zumeist in zylindrischen Gefässen mit durchlässiger Bodenplatte durchgeführt wurden, sind folgende Vorsichtsmassregeln zu ergreifen :

Die Probe soll derart eingebracht werden, dass sie möglichst wenig Luft enthält. Zu diesem Zwecke lässt man während der Einbringung der Probe das Wasser in dem Behälter derart hochsteigen, dass sich die Wasseroberfläche stets ungefähr in der Höhe der jeweiligen Bodenoberfläche befindet.

Die Versuche sollen grundsätzlich mit destilliertem Wasser auf Zimmertemperatur ausgeführt werden. Andernfalls liegt die Möglichkeit vor, dass sich die Luft während des Versuches im Innern der Probe in Blasenform aus dem Wasser abscheidet.

Eine der wichtigsten Fehlerquellen liegt in dem Unterschied zwischen der Lagerungsdichte der Probe und jener des Baustoffes im Dammkörper. Beim Granville-Damm (Kurve b, Figur 1.) konnte sich der Verfasser durch die Entnahme ungestörter Proben an der Sohle von Probegruben im fertigen Dammkörper davon überzeugen, dass die Lagerungsdichte des Baustoffes im Dammkörper (Schüttung in dünnen Lagen und Verdichtung durch das Gewicht und die Rüttelwirkung der Raupenschlepper) wesentlich grösser war, als die Lagerungsdichte der feucht eingestampften Proben. Die mittlere Porenziffer des Dammkörpers betrug $e = 0,27$ gegen $e = 0,46$ der Laboratoriumsproben. Es hat sich auch in vielen

Fällen, sowohl bei natürlich gelagerten als auch bei künstlich verdichteten Böden gezeigt, dass der k -Wert für die waagrechte Strömungsrichtung erheblich grösser sein kann, als jener für die lotrechte. In solchen Fällen empfiehlt es sich, eine grössere Menge des Baustoffes in einen Kasten einzustampfen. Die Durchlässigkeitsversuche grösseren Masstabes werden dann an «ungestörten» Proben, und zwar derart vorgenommen, dass die Probe während des Versuches in der ursprünglich waagrechten Richtung durchströmt wird. Vor Uebertragung der Probe in den Behälter des Durchlässigkeits-Apparates bestreicht man ihre Aussenseite mit Paraffin und vergiesst dann den Hohlraum zwischen dieser Aussenseite und der Behälterwand mit heissem Paraffin.

Die Entnahmestellen liefern nur in den seltensten Fällen einigermassen gleichmässig beschaffenes Material. Infolgedessen ist es unerlässlich, schon vor Beginn der Herstellung des Dammes Grenzwerte für den k -Wert des Baumaterials festzulegen und während des Baues durch Stichproben und Bestimmung des k -Wertes dieser Proben die Einhaltung der festgelegten Bedingungen zu überwachen (21, 22).

Bei der Einschätzung der zu gewärtigenden Wasserverluste infolge Durchsickerung des Dammkörpers geht man von dem grössten k -Wert aus, den man für das Dammbau-Material zuzulassen gedenkt. Die Berechnung erfolgte bisher meistens auf Grund der Dupuitschen Annahme, dass die Filtergeschwindigkeit an jedem Punkt dem Gefälle proportional sei, das die «Sättigungslinie» oberhalb dieses Punktes aufweist. Eine wesentliche Verbesserung dieses Verfahrens wurde vor kurzem durch Leo Casagrande auf Grund der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen ausgearbeitet und in einer Doktors-Dissertation mitgeteilt (23).

DURCHSPUELUNGSGEFAHR.

Eine der häufigsten Ursachen der Damnbrüche besteht in der rückschreitenden Erosion des Sickerwassers, welche zunächst zur Ausbildung eines schlauchförmigen Gerinnes quer durch den Dammkörper und in weiterer Folge zum Ausbrechen des aufgespeicherten Wassers führt. Unter den neueren Unfällen dieser Art seien folgende Einsturzkatastrophen erwähnt:

Apishapa Erddamm in Arkansas, 1923, 33 Meter Stau, lehm- und kalkhaltiger Sand, in 30 Zentimeter starken Schichten eingewalzt (24).

Colorado Springs Damm, 1912, 12 Meter Stau, tonarmes Produkt der Verwitterung von Granit (25).

Auina Damm, in Süd-Ungarn (14).

Weisse Desse, 1915, 11 Meter hoch, grushaltiges, tonarmes Schüttungsmaterial, in etwa 40 Zentimeter starken Schichten geschüttet und eingewalzt (26).

Hebron Damm, 1914, 15 Meter Stau, sandiges Material mit 3 Meter starkem Tonkern (27).

Der Dammbruch infolge Durchspülung des Dammkörpers entspricht in jeder Hinsicht dem durch rückschreitende Erosion im Untergrund herbeigeführten «Erosions-Grundbruch» (18). Infolgedessen kann man die in Verbindung mit Erosions-Grundbrüchen gesammelten Erfahrungen sinngemäss auch bei der Beurteilung der Durchspülungsgefahr für Dämme verwerten. Erstere führten zu folgenden Erkenntnissen :

Bei gleichem Wert des Quotienten aus der Stauhöhe und der Länge des kürzesten Sickerweges hängt die Grundbruchsgefahr nicht bloss von der Beschaffenheit des durchströmten Bodens, sondern auch, in hohem Masse, von den Schichtungs- und Lagerungsverhältnissen ab. Die massgebenden Einzelheiten der Schichtungsverhältnisse entziehen sich auch bei sorgfältiger Vorarbeit unserer Kenntnis. Infolgedessen sind wir genötigt, bei der Beurteilung des Sicherheitsgrades von den ungünstigsten Erfahrungen auszugehen, die unter ähnlichen Bodenverhältnissen gemacht wurden (28). Die unterirdische Erosion folgt entweder der Kontaktfläche zwischen dem Boden und dem Gründungsmauerwerk, oder, innerhalb des Untergrundes, der Grenzfläche zwischen Bodenschichten mit sehr verschiedener Durchlässigkeit. Unter gleichen hydraulischen Bedingungen ist die Grundbruchsgefahr bei geschichtetem Untergrund wesentlich grösser, als bei homogenem Material mit gleicher mittlerer Korngrösse.

Der Einfluss der Bodenbeschaffenheit auf die Grösse der Grundbruchsgefahr geht am deutlichsten aus den Werten der bekannten Bligh'schen Koeffizienten hervor. Diese Koeffizienten wurden auf rein empirischem Wege gewonnen und sind ein Mass für die kleinsten hydraulischen Gefälle, bei denen in den verschiedenen Bodenarten bisher ein Grundbruch eingetreten ist. Bezeichnen t die Länge des kürzesten Sickerweges und h den gesamten Gefällsverlust, so ergeben sich nach Bligh (29) für $1/h$ bei einer Sicherheit von etwa 1,5 gegen Grundbruch folgende Werte :

Blockwerk, Sand und Schotter	$l/h = 4$ bis 6
Sand und Schotter	9
Grober Sand	12
Feiner, glimmerhältiger Sand	15
Feiner Sand und Schluff	18

Nach dieser Zusammenstellung nimmt der Widerstand des Bodens gegen Ausspülung mit abnehmender Korngrösse sehr stark ab. Geht man jedoch von den Schluffböden zu den zähen, plastischen Tonböden über, so wäre zu erwarten, dass der Widerstand wieder zunimmt, da ein fetter Ton von fliessendem Wasser nur dann angegriffen wird, wenn das Wasser Sand führt.

Aus diesen Erfahrungstatsachen ziehen wir für den Dammbau folgende Schlüsse:

Die grösste Durchspülungsgefahr besteht längs der Entnahmeröhre (zum Beispiel Dambruch Weisse Desse) oder längs der Walzhäute (zum Beispiel Dambruch Colorado Springs). Die erst erwähnte Gefahr kann durch Anordnung von «Halsbändern» ausgeschaltet werden. Zwecks Beseitigung der zweiten soll die Schüttungs- und Verdichtungsmethode derart gewählt werden, dass sowohl die Bildung von Walzhäuten, als auch die Bildung durchgehender Adern und Zwischenlagen durchlässigen Materials vermieden wird. Die Erörterung dieser Verfahren fällt nicht in den Rahmen dieses Referates.

Den geringsten Widerstand gegen rückschreitende Erosion findet das Sickerwasser in Dammkörpern, die vornehmlich aus feinkörnigen, gleichförmigen, kohäsionsschwachen Bodenarten (Moder Schluffböden) bestehen. Bei gleicher mittlerer Materialbeschaffenheit ist die Gefahr umso grösser, je ausgesprochener die Verschiedenheit der angelieferten Bodenmassen ist.

Die l/h Werte, welche die bestehenden Erddämme aufweisen, sind durchwegs wesentlich kleiner, als die oben angeführten, von Bligh als zulässig bezeichneten empirischen Werte. Trotzdem sind die bisher bekannt gewordenen Durchspülungskatastrophen ausnahmslos auf rückschreitende Erosion längs der Ablassleitungen oder an Walzhäuten zurückzuführen. Aus diesem Umstand kann man schliessen, dass ein sorgfältig hergestellter, homogener Damkörper mit hinreichender Sicherheit gegen Böschungsrutschung auch eine hinreichende Sicherheit gegen Durchspülung aufweist, sofern man folgende Vorsichtsmassregeln ergreift: Verlängerung des Sickerweges längs der Ablassleitung mindestens bis auf den nach den Blighschen Regeln als zulässig zu betrachtenden Wert,

durch die Anordnung von Halsbändern; Vermeidung der Bildung von Walzhäuten bei der Herstellung des Dammes und Schutz der landseitigen Böschung gegen den Angriff durch wühlende Tiere. Ob auch Dämme, die aus unvollkommen miteinander vermengten Bodenarten von sehr verschiedener Beschaffenheit bestehen, eine hinreichende Sicherheit gegen Durchspülung aufweisen, lässt sich heute noch nicht entscheiden. In Kalifornien hat sich ein 26 Meter hoher, aus Ton, Sand und Kies hergestellter Damm bisher bewährt (30). Die Baustoffe wurden in Linsen von 30 bis 60 Zentimeter Stärke aufgebracht und an Ort und Stelle miteinander vermengt. Ein einziger Fall genügt jedoch auf diesem Gebiet noch nicht zum Ziehen eines Schlusses.

BAUSTOFFE FUER INNENBERMEN.

Schaffernak (14) hat schon im Jahre 1918 auf die Gefahren hingewiesen, die sich aus der Zusammendrängung von Stromlinien am binnenseitigen Fuss von homogenen Erddämmen ergeben und vorgeschlagen, diesen Fuss durch eine Innenberme, das heisst, durch einen Vorfuss zu sichern, der aus grobkörnigem Material besteht. Diese Innenberme hat nicht bloss als Filter zu dienen, sondern sie soll auch eine Abstützung des vom Sickerwasser unter hohem Gefälle durchströmten, binnenseitigen Abschnittes des Dammkörpers bewirken. Die Notwendigkeit, Erddämme ohne Dichtungskern mit einer Innenberme zu versehen, ist heute schon allgemein anerkannt. Es kommt aber heute noch vor, dass man einen aus feinkörnigem Material bestehenden Dammkörper unvermittelt an die Böschung einer aus Kies oder Schotter hergestellten Innenberme grenzen lässt. In solchen Fällen kann es vorkommen, dass die Bodenbestandteile des Dammkörpers durch die Grossporen der Innenberme hindurchgespült werden. Die experimentellen Untersuchungen zur Festlegung der Korngrössenbedingung, welcher die Uebergangsschichte gehorchen muss um das Einsetzen der rückschreitenden Erosion zu verhindern, sind noch nicht abgeschlossen. Es steht jedoch heute schon fest, dass ein Grobfilter, beziehungsweise eine grobkörnige Innenberme ohne Uebergangsschichte ihren Zweck unvollkommen oder gar nicht erfüllt.

LITERATURVERZEICHNIS.

- (1) Graevell, Das Gefüge der Staudämme. Die Wasserkraft, 1921, Heft 20.
- (2) Ziegler, Der Talsperrenbau. 3. Aufl., I. Bd., S. 12.
- (3) N. Kelen, Die neuen italienischen Talsperrenvorschriften und ihre kritische Betrachtung. Deutsche Wasserwirtschaft 1927, II. 8.
- (4) J. Albert Holmes in Trans. Am. Soc. C. E., Vol. 93, S. 314—319.
- (5) J. Albert Holmes, Further Study of Earth Dams and better Terminology needed. Eng. News-Rec., 1931, I., S. 960—962.
- (6) F. Kirchhoff, Untersuchungen über die Ursachen von Böschungsrutschungen in Jura- und Kreidetonen bei Braunschweig. Geologie und Bauwesen, 1930.
- (7) Redlich, Terzaghi und Kampe, Ingenieurgeologie, 1929.
- (8) Pfeifer und Quiring, Sind Löss und Lösslehm zur Deichschüttung geeignet? Zentrbl. der Bauverwaltung., 1930, H. 32.
- (9) Siehe z. B. Terzaghi, Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele, in Auerbach und Hort, Handbuch der phys. und technischen Mechanik. Band IV, 2. Hälfte 1931.
- (10) Siehe z. B. Krey, Erddruck, Erdwiderstand. 4. Aufl. 1932, Seite 10.
- (11) W. Fellenius, Erdstatische Berechnungen, Berlin 1927.
- (12) Ehrenberg, Grundlagen der Berechnung von Staudämmen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1929, Heft 23.
- (13) K. Terzaghi, The Mechanics of Structural Clayslides and of Retainingwall Movements. Public Roads, 1929.
- (14) F. Schaffernak, Ueber die Standsicherheit durchlässiger, geschütteter Dämme. Allgemeine Bauzeitung, Heft IV, 1917.
- (15) Siehe z. B. Die Böschungen ausgeführter Erddämme in der tabellarischen Zusammenstellung auf Seite 1540 und 1541 in Merriman-Wiggin, American Civil Engineers Handbook, 5. Auflage, 1930.
- (16) Résal, Poussée des terres. II. Band, Paris, 1910.
- (17) J. D. Justin, The Design of Earthdams. Trans. Am. Soc. C. E. Vol. 87, 1924. Paper No. 1531, S. 44.

- (18) Terzaghi, Erdbaumechanik, Wien 1925. Seite 347 — 352.
- (19) A. Casagrande, The structure of Clay and its importance in Foundation Engineering. Journ. Boston Soc. of C. E. Vol. XIX, April 1932.
- (20) Terzaghi, Sickerverluste aus Kanälen. Die Wasserwirtschaft, Jg. 1920, Heft 18 — 19.
- (21) Terzaghi, Soil-Studies for the Granville Dam at Westfield, Mass. Journ. New England Water Works Assoc., Vol. 43, 1929.
- (22) M. Mansfield, Sand Embankment impounding Dam at Chicopee, Mass. Journ. New England Water Works Assoc., Vol. 41, 1927.
- (23) Leo Casagrande, Näherungsmethoden zur Bestimmung von Art und Menge der Sickerung durch geschüttete Dämme. Doktors-Dissertation, 1932 (Manuskript).
- (24) Failure of Apishapa Earth Dam in Southern California. Eng. News-Record, 30. August 1923, 13. September 1923, 29. November 1923.
- (25) Seepage through an Earthdam. Eng. Rec., Band 66, 24 August 1912.
- (26) Durchbruch der Talsperre an der Weissen Desse im Isergebirge. Zentrbl. d. Bauverw., 21 Oktober 1916.
Der Staudammbruch an der Weissen Desse. Ztschft. d. Ver. deutsch. Ing., 9. Dezember 1916.
- (27) C. B. Case, Hebron Earth Dam washed out. Eng. Rec., Band 69, 30. Mai 1914.
- (28) Terzaghi, Ueber den Einfluss untergeordneter geologischer Einzelheiten auf die Sicherheit von Dammbauten. Die Wasserwirtschaft, Jg. 1930, Heft 10.
- (29) W. P. Bligh, Dams, barrages and weirs on porous foundation. Eng. News, 1910.
- (30) F. A. Lammiman, Rolled-Fill Earth Dam constructed without shrinkage. Eng. News-Rec., 7. März 1929.
- (31) Reconstruction of Lafayette Dam. Eng. News-Rec. 31. Jänner 1920.
- (32) The Eildon Dam Failure in Australia (Victoria). Engineering, 4. Oktober 1929, S. 444.
-

SUMMARY

1). The purpose of the soil tests consists in furnishing numerical data concerning the following properties of the dam construction materials : cohesion, internal friction, permeability and resistance to underground erosion.

2). The average coefficient of safety of the existing earth dam hardly exceeds a value of 1,5. By slightly overestimating the degree of stability of a dam construction material, one may design a structure which can hardly be considered «safe».

3). Our methods for computing the degree of stability of slopes of dams are based on values for cohesion and internal friction which are previously determined by laboratory tests. By experience we know that the shearing resistance acting in nature along a sliding surface is sometimes very much smaller than the resistance which should act along such surface according to the results of laboratory tests. The ratio between the theoretical and the actual resistance will be called the « *instability factor* » n .

4). A systematic investigation of numerous slides led to the following conclusions : The value of the « *instability factor* » n depends not only on the character of the soil as such, but also, to an important degree, on the structure of the soil and on the nature of the fissure-systems. For undisturbed soils we obtained values up to $n = 5$. When soil is excavated and placed in a dam, the original structure of the soil is partially or wholly destroyed. Hence there hardly exists a simple relation between the « *instability factor* » of the original soil and the corresponding factor for the body of the dam, in which the soil was placed. The paper contains a list of « *instability factors* » which, according to the present state of our experience, can be considered safe for the different types of dam construction materials. They range between the limits of $n = 1$ for first-class dam construction materials, $n \geq 2$ for plastic clays.

5). If S_{\min} denotes the value of the coefficient of safety considered admissible for a dam out of first-class construction material, the factor safety for any other dam should never be inferior to $S = n.S_{\min}$, wherein n is the value of the instability factor. According to present practice the value of S_{\min} ranges between 1,2 and 1,5. It would be advisable to standardize this value.

6). The soil tests for investigating the construction material for a new dam or for determining the « instability factor » for a slide which had already occurred should furnish the following data :

Geological origin of the material.

Results of a wet mechanical analysis including separation of the particles smaller than 0,002 millimeters, and petrographic description of the particles of the coarsest fractions.

Cohesion and angle of internal friction.

Average coefficient of permeability.

Specific gravity of the dry matter and volume of voids.

The last three tests should be performed on samples whose density is approximately equal to the density of soil after it is placed in the dam.

Atterberg limits.

Confined compression test.

Determination of the (CaO + MgO) content of the soil in percents of the total weight of the sample.

7.) The methods for computing the seepage losses on the basis of the results of permeability tests can already be considered satisfactory.

8). Almost all the accidents due to piping across earthdams have been caused by regressive erosion along outlet conduits or along the boundary between two successive layers of soil of different nature or density. (Stratification produced by inadequate roller-action). In order to prevent a «blow-out» along the outlet conduits, these conduits should be provided with enough collars to make the percolation factor for the outlet conduit at least equal to Bligh's percolation factor which corresponds to the material of the body of the dam.

9). If the downstream section of a homogenous dam is provided with a gravel or a rock-fill toe, a graded filter should be introduced between the toe and the body of the dam. Otherwise the finer particles of the dam construction material are likely to be washed away through the interstices of the toe.

RESUME

1). L'étude physique des matériaux de construction pour les digues en terre a pour objet de trouver et de déterminer les données nécessaires pour apprécier les qualités suivantes de l'ouvrage projeté; la stabilité, la perméabilité et la résistance contre l'érosion souterraine.

2). Le coefficient moyen de sécurité concernant la stabilité des talus des remblais existants dépasse à peine la valeur de 1,5. Une surestimation de la cohésion et du frottement intérieur des matériaux de construction, si minime qu'elle soit, suffit à faire approcher la valeur du coefficient de sécurité du voisinage dangereux de l'unité.

3). Pour le calcul de la stabilité des corps de remblai on se base sur les valeurs déterminées au laboratoire pour la cohésion et le coefficient de frottement intérieur des matériaux de construction. L'expérience démontre que la résistance des terres au glissement dans la nature, dans des conditions défavorables, peut être inférieure de beaucoup à celle obtenue par des expériences effectuées au laboratoire. Les degrés de cette réduction possible constituent le barème d'instabilité, la valeur «n» étant appelée le «facteur d'instabilité».

4). A l'aide d'une étude systématique des glissements qui se sont produits dans la nature, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes : Le facteur d'instabilité (la disposition au glissement) ne dépend pas seulement de la constitution pétrographique et granulométrique du sol, mais surtout des détails de la stratification, de la fissuration et de la structure du sol. Pour les terrains à l'état naturel, le facteur d'instabilité (n) peut atteindre des valeurs jusqu'à 5. Or la structure naturelle du sol est partiellement ou totalement détruite au cours des opérations d'excavation et de construction de la digue. Par conséquent, il n'y a pas de relation simple entre le facteur d'instabilité d'un terrain à l'état naturel et celui du même sol qui a été porté en remblai. Dans le présent mémoire, le classement des différentes catégories des terrains suivant les valeurs de leurs facteurs d'instabilité a été fondé sur les résultats de l'expérience actuelle, peu abondants d'ailleurs, concernant la stabilité des talus des digues artificielles. Conformément aux chiffres que nous avons obtenus, la valeur «n» des ma-

lériaux de construction pour les barrages en terre se trouve entre les limites de 1 et 2, la valeur 1 concernant les terrains sablonneux à grains mixtes, très stables, la valeur 2 étant applicable aux terrains argileux et fortement cohérents.

5). Si S_{\min} désigne la valeur du coefficient minimum de sécurité que l'on compte admettre pour une digue artificielle, constituée de matériaux de construction de premier ordre très stable, il faudrait fixer pour une digue composée de matériaux moins stables et argileux un coefficient $S = n \cdot S_{\min}$ où «n» désigne le «facteur d'instabilité».

Conformément à la pratique actuelle la valeur de S_{\min} est comprise entre 1,2 et 1,5. Il serait indispensable que cette valeur fût définitivement fixée légalement.

6). Pour l'estimation du facteur d'instabilité, pour l'établissement du projet de construction d'un barrage en terre et pour l'analyse d'un matériau de construction, les données suivantes sont indispensables :

L'histoire géologique du dépôt.

Les résultats d'une analyse granulométrique.

La cohésion et l'angle de frottement intérieur.

Le poids spécifique des éléments solides du sol et le coefficient de porosité.

Le coefficient moyen de perméabilité du matériau.

Il est recommandé de compléter ces données par les suivantes :

Les «Limites Atterberg» et les résultats des expériences concernant la compressibilité et l'élasticité du sol selon les méthodes usuelles, prévues pour ce but.

L'évaluation de la teneur en $\text{CaO} + \text{MgO}$ en pour cent du poids total du matériau sec.

7). L'importance des fuites d'eau à travers le corps d'une digue peut être évaluée avec une précision satisfaisante en se basant sur les résultats d'expérience concernant la perméabilité des matériaux de construction.

8). Les accidents causés par l'érosion à travers le corps des barrages en terre se produisent le plus fréquemment par suite d'une construction défectueuse des conduites de décharge ou par suite d'une stratification artificielle du corps du barrage. Si la construction de la digue suffit aux exigences de stabilité, la sécurité contre l'érosion est suffisamment garantie sous les conditions suivantes :

Il est indispensable d'empêcher la formation de croûtes artificielles causées par suite du cylindrage des couches successives trop épaisses. Il y a lieu de protéger la digue contre les attaques des animaux affouilleurs; le chemin des eaux d'écoulement est à prolonger par la mise en place de colliers le long des conduits de décharge pour obtenir une valeur au moins égale à celle du coefficient de Bligh.

9). Pour les barrages en terre homogène il est indispensable de protéger le pied d'aval par une digue de fond à gros grains servant de filtre, (Berme dite Schaffernak). Entre le corps du barrage et le pied en gravier la disposition d'une couche intermédiaire est indispensable pour empêcher l'affouillement des particules fines du matériel de construction et leur fuite à travers les grands interstices de la berme.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 19

Note sur l'emploi de sables granitiques pour la constitution de digues de réservoirs

Rapport de M. MALTERRE

*Inspecteur Général des Ponts-et-Chaussées,
Inspecteur Général de l'Hydraulique Agricole au Ministère de l'Agriculture.*

Les digues en terre sont généralement constituées par un massif d'argile sableuse corroyée, formant tout ou partie du corps de l'ouvrage, ou bien par un massif de remblai, avec intercalation dans la région centrale d'un écran en argile corroyée, en maçonnerie ou en béton. L'étanchéité est demandée, soit au massif argileux lui-même, soit à l'écran ; le revêtement du parement amont, généralement assez léger et imparfaitement étanche, intervient surtout pour la défense contre le batillement des vagues et contre l'action des agents atmosphériques. Dans la région amont, les eaux d'infiltration, ayant traversé le revêtement, pénètrent plus ou moins profondément dans le massif argilo-sableux et le ramollissent. Dès que la hauteur de la digue dépasse une certaine limite, dite hauteur critique, le corroi ne présente plus une résistance suffisante pour résister à la pression ; il tend alors à se produire des éboulements, par écrasement du pied et glissement du talus. L'adoucissement du talus ne suffit pas pour combattre cette action et l'on est obligé de recourir à la consolidation du pied par l'emploi de matériaux plus résistants.

Certaines digues ont été établies, dans la région des Pyrénées,

sur un principe tout à fait différent. Le type de ces barrages est celui d'Orédon qui a été construit en 1870-1882 pour exhausser le plan d'eau du lac naturel d'Orédon et pour constituer un réservoir de 7.270.000 m³ de capacité utile.

*
**

Barrage d'Orédon.

Cet ouvrage est constitué par un massif de sable, provenant de la décomposition de granits et extrait de dépôts glaciaires. La digue a été effectuée par remblayage hydraulique. Le remblai n'a pas été, à proprement parler, transporté par l'eau, mais mélangé d'eau au moment de la mise en place et déposé sous la forme d'une sorte de pâte sableuse. Il présente par suite une consistance et une capacité, qui le rendent tout à fait analogue à une arène en place, de telle sorte que le tassement ultérieur est pratiquement nul. Avec un remblai de cette nature, on n'est plus limité, au point de vue de la hauteur, par la considération de résistance à la pression ; d'autre part, en raison de son indéformabilité, on peut le défendre à l'amont par un revêtement étanche, sans risquer des ruptures ou des fissions résultant du tassement. A Orédon, le revêtement a le caractère d'un masque, dont le pied est encastré dans le rocher. Il comporte une première couche en béton de chaux, surmontée d'une couche de pierre sèche formant drain. Au-dessus, une deuxième couche de béton avec enduit en asphalte constitue l'écran d'étanchéité. Un perré en pierre sèche protège la maçonnerie et l'enduit contre l'arrachement par les glaces et contre l'action directe des agents atmosphériques. Les eaux, provenant de la couche de pierre sèche drainante, sont reçues dans une galerie de visite, établie au pied et en arrière du revêtement ; elles sont ensuite évacuées vers l'aval par une galerie transversale.

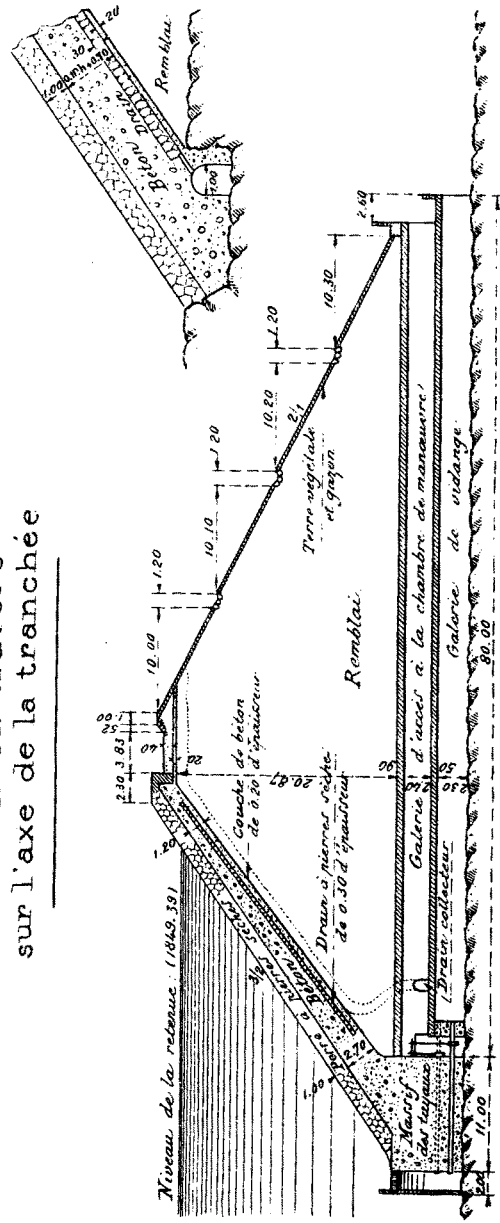
Il est intéressant de relever que, dans la conception de cet ouvrage qui date de plus de soixante ans, l'auteur du projet, M. l'Ingénieur en Chef des Pports et Chaussées Michelier, a apporté deux idées qui étaient, croyons-nous, complètement nouvelles à cette époque, celle du remblayage hydraulique d'une part, celle du masque avec drainage des infiltrations d'autre part. Ces deux idées ont été reprises ultérieurement et ont trouvé une large application dans la construction des barrages.

Nous donnons ci-joint un profil en travers type de la digue d'Orédon.

BARRAGE D'ORÉDON

Profil en travers sur l'axe de la tranchée

Système de drainage



Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

Hauteur maxima de la plateforme du barrage au-dessus du rocher de fondation	26,70 m
Hauteur maxima de la plateforme au-dessus du terrain naturel	20,00 m
Revanche de la plateforme sur la retenue....	2,00 m
Longueur du barrage en crête	100 m
Largeur du remblai en crête (y compris ban- quette du côté amont)	3,35 m
Inclinaison du talus amont (sans redans). ...	3/2 m
Inclinaison du talus aval, gazonné avec re- dans en forme de caniveaux pour l'éva- cuation des eaux superficielles	2/1 m
Revêtement amont formant masque (voir pro- fil en travers)	
Terrain de fondations, granit compact.	

Cet ouvrage s'est toujours très bien comporté jusqu'à ce jour. Vers 1912, c'est-à-dire après trente ans d'existence, les infiltrations arrivant à la galerie de visite par le dispositif de drainage atteignaient un débit de 16 litres par seconde. On a dégradé, sur une hauteur de 10 m à partir du pied du barrage et sur une profondeur de 0,25, le revêtement qui avait été primitivement établi en béton de chaux et avait été amaigri par le passage d'eau granitique très pure.

Cette surface a été ensuite recouverte d'un revêtement en béton de ciment armé de 0,50 d'épaisseur, sur lequel il a été appliqué un enduit au mortier de ciment recouvert d'une couche d'asphalte de 15 m/m. Les infiltrations ont été réduites à quatre litres par seconde et sont actuellement du même ordre de grandeur.

A aucune époque, on n'a constaté de venue d'eau, ni dans le talus aval, ni au pied aval de l'ouvrage.

*
**

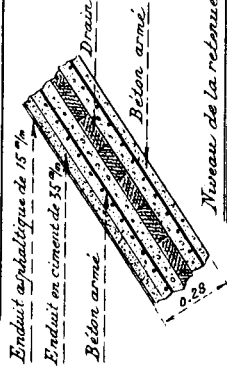
Barrage d'Aubert.

Un autre barrage d'un type analogue est actuellement en voie d'achèvement au lac d'Aubert dans la même région des Pyrénées. Il a pour objet de constituer une réserve utile de 4.600.000 m³.

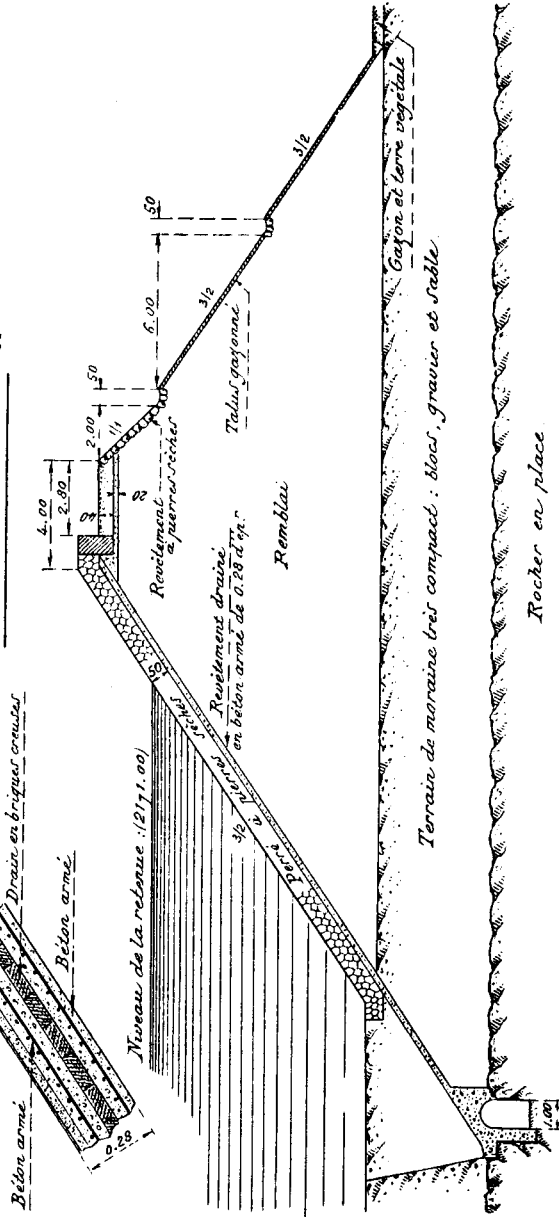
Le lac d'Aubert est une cuvette dont les eaux sont maintenues

BARRAGE D'AUBERT

Détail du revêtement armé



Profil en travers type



à leur niveau actuel par un seuil rocheux surmonté d'un bourrelet de dépôts glaciaires. Le massif sableux de la digue est établi sur ce bourrelet qui présente au droit de l'ouvrage une épaisseur de 3,20 en moyenne atteignant en certains points 8,50. Le barrage est constitué à l'aide de matériaux analogues à ceux du barrage d'Orédon et mis en place hydrauliquement de la même façon. Le masque fondé sur le rocher est formé par un revêtement en béton armé, présentant des évidements ou drains remplis de briques à trous posées à sec. L'enduit consiste en une couche d'asphalte de 15 m/m, défendue contre les glaces et les agents atmosphériques par un perré en pierres sèches. Des injections ont été pratiquées en amont de la fondation à l'aide d'une ligne de trous espacés d'environ 5 m. et descendus à 8 m en moyenne en contrebas du rocher.

Nous donnons ci-joint le profil en travers type de l'ouvrage et la coupe du revêtement.

Hauteur maxima de la plateforme au-dessus du terrain naturel	11 m
Revanche de la plateforme au-dessus de la retenue	2 m
Longueur du barrage en crête	350 m
Largeur du remblai en crête (y compris la banquette du côté amont)	4 m
Inclinaison du talus amont, sans redans	3/2
Inclinaison du talus aval gazonné avec redans en forme de caniveaux pour l'évacuation des eaux superficielles	3/2
Revêtement amont formant masque (voir profil en travers)	
Terrain de fondations: granit fissuré.	

*
**

En résumé, l'emploi du sable granitique déposé hydrauliquement a l'avantage de donner pour le corps de la digue un massif très homogène, très compact, et très résistant, ne subissant plus de tassement appréciable. Il permet de garantir le corps de l'ouvrage par un masque qui supprime pratiquement la pénétration d'infiltrations à travers le parement amont.

Par contre, le massif reste perméable et peut être atteint par des infiltrations passant par dessous la fondation du revêtement

et la galerie de visite ou de drainage, en empruntant les fissures du rocher. Il y a tout lieu de penser que, dans ce cas, la difficulté de circulation de l'eau à travers des sables compacts limiterait le débit des infiltrations et s'opposerait à tout écoulement assez rapide pour provoquer des renards ou des affouillements. Il s'établirait par suite une sorte de nappe de faible débit au contact du rocher.

Néanmoins, cette considération semble limiter l'emploi de ce type au cas où le rocher sous le barrage est suffisamment compact pour ne pas donner passage à des infiltrations trop importantes ou bien encore au cas où le rocher est recouvert de terrains perméables et compacts formant une couche assez puissante pour que la nappe d'écoulement des infiltrations n'atteigne pas le barrage lui-même et ne vienne pas sourdre dans le talus aval ou à proximité du pied de l'ouvrage. Quand cette couche n'a qu'une faible épaisseur et peut être décapée sans dépenses excessives, il peut être préférable de recourir à un massif d'enrochement, bien que, avec ce système, il soit souvent difficile, en raison des tassements, d'établir du premier coup sur le talus amont un revêtement suffisamment étanche.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 20

**Research methods to ascertain whether a given
material is suitable for use in the construction
of an earth dam**

By

W.J.E. BINNIE, M.A., M.Inst.C.E., F.G.S., etc.

Nearly all the Reservoirs constructed in England are formed by means of earth banks, which is due partly to the fact that rock suitable for the foundation of a masonry dam is seldom found except at a considerable depth below the surface, and partly to the nature of the surface deposits which are frequently of a character suitable for the formation of an impermeable embankment.

These deposits are often of glacial origin, furnishing clay of a suitable character to form an impermeable core wall in the centre of the embankment.

Core Walls.

When selecting a clay to be used for forming the impermeable core wall, it has been the practice of the writer's firm to carry out tests to ascertain :

(1) The mechanical analysis, i. e. the size of the grains, all material which passes through a sieve having 180×180 meshes to the

square inch being called « clay », and particles of greater diameter than .0036 (.09 mm.), which would be retained by the sieve, being classed as sand.

(2) The proportion of water required to attain maximum plasticity.

(3) The contraction on drying.

(4) The percolation of water at different periods.

(5) The tenacity of moulded briquettes one square inch in section when dry.

It has been found that the character of clays varies within wide limits and the table attached hereto sets out the results of the tests on seven different clays which have been employed for the construction of reservoir embankments by the writer's firm. Three of the reservoirs have been in service for a considerable time and two have not yet been completed.

It will be noted that the contraction on drying is, generally speaking, greater the larger the proportion of clay.

Vertical pipes with open joints were placed in the embankment on the downstream side of the core wall in order to determine the level of saturation should water percolate through the core wall, but failed to show any indication of variation in water level when the reservoir was filled.

In the case of the five reservoirs which have now been tested, there is no indication of percolation through the core wall, and it may therefore be taken that a clay selected for puddle which falls within the limits shown on the table will prove satisfactory provided that great care is taken :

(1) To place the clay in layers not exceeding 6 inches in thickness.

(2) To incorporate each layer with the clay already deposited.

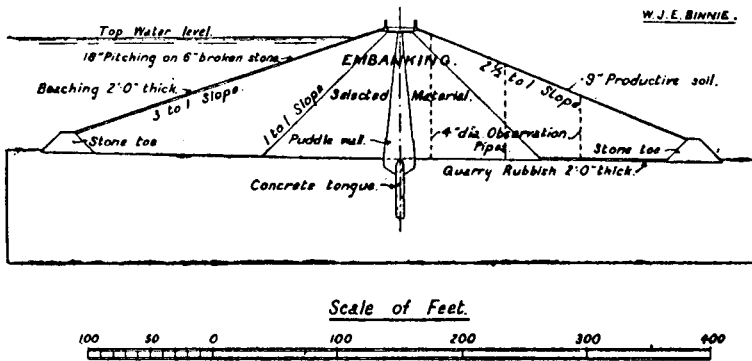
(3) To keep the whole mass saturated with water during construction.

The width of the core wall is made to vary with the water pressure, being generally 6 feet wide at the top and increasing in thickness by 2 feet for every additional water pressure of 12 feet.

It is to be noted that however carefully the bank is formed the puddle will settle considerably depending on the character of the material against which the sides of the core wall abut. The puddle when saturated with water acts as a dense fluid, and will flow to fill any interstitial space which may exist in the surrounding mate-

rial. Speaking from experience, this sinking will amount to from 5 % to 7 % of the vertical height of the core wall, and as this settlement will have by no means reached finality when the embankment is completed it is advisable to allow for this settlement taking place in the future.

Examination of banks where such allowance was not made has shown that the puddle core has sunk below water level when the reservoir is full, with consequent danger of percolation through the



bank during periods of flood when the water rises to a considerable height above the « overflow ».

Banking Material.

The surface deposits which are found in England are so variable in character that experiments to determine the initial coefficient of friction of the material for the purpose of arriving at the slope of the embankment are seldom carried out, but certain general rules have been adopted.

As there are in England a great number of these embankments varying in height up to about 140 feet, and as very few slips have been recorded, it will be of interest to put on record the slopes which are generally adopted and which are as follows :

Water Slope — 3 horizontal to 1 vertical.

Outer Slope — 2 1/2 " " "

When the height of the embankment exceeds 100 feet, « berms » are introduced in the outer slope or the slope is flattened. As an example, the writer is constructing a bank which has a maximum height

of 128 feet, the outer slope is 2 ½ to 1, but three berms are introduced having a total width of 54 feet, the equivalent slope being approximately 3 to 1.

Selection of Material.

Owing to the variable nature of the material found in surface deposits, it is the usual practice to specify that the more impermeable materials are to be placed next to the core wall, the outer portion of the bank being constructed of the more permeable material which will drain freely, the possibility of slips occurring being thereby minimised.

Special Cases.

In certain cases only material of unsuitable character is obtainable, such as clay of a « greasy » nature which will only stand, when saturated with water, at a very flat slope. The writer's father constructed a bank of such material more than 50 years ago which had a maximum height of 125 feet above stream bed level.

He adopted a slope for the water face which gradually changed from 3 to 1 to 6 to 1 at a depth of 70 feet below the top of the bank, below which elevation the slope became 15 to 1. The outer slope varied from 2 to 1 to 4 to 1, four « berms » 20 feet in width being introduced.

As there has been no sign of slipping this example has been quoted as showing that even with the most unfavourable materials stability can be obtained.

Drainage of the Outer Embankment.

The angle of rest of banking material varies widely according to its moisture contents, being generally flatter when the material is wet.

The provision of adequate drainage for the outer slope is therefore essential and the writer's practice has been to provide that the outer portion of the bank shall rest on a layer of broken stone terminating in a dry stone wall, forming the toe of the slope as shown on the sketch appended hereto. Vertical columns of dry stone are also constructed from the surface of the embankment to the layer of broken stone below to give greater facilities for drainage.

The writer must apologize for not having adhered strictly to the terms of reference his excuse being that by adopting the rules set out above slips of reservoir embankments are almost unknown in England, and therefore the experience gained in this country may be of service to the profession generally.

TABLE SHOWING PROPERTIES OF PUDDLE CLAY

Name of Reservoir	Proportion of Clay	Proportion of Sand	Proportion of water Pugged to maximum plasticity	Contraction on drying in moulded bar 100 mm. long.	Percolation of water through a layer of Clay 2" in thickness under a head of 7 ft.		Tensacity of moulded briquettes 1 sq. in. in section when dry		Date when impounding commenced	Height of Puddle Core
	%	%		%	Alter 24 hrs.	Total in 432 hrs.	Ibs.			
					c. c.	c. c.	c. c.			Ft.
(1) Pontian Ketchil (Singapore Municipality)	94.6	5.4	29.8	7.2	Nil	Nil	Nil	65	1931	45
(2) Blaen-y-cwm (Ebbw Vale Steel Company)	79.0	21.0	21.0	5.0	0.8	11.6	0.6	67	Comple- tion deferred	80
(3) Carno (Ebbw Vale, U. D. C.) ..	71.5	28.5	20.0	8.0	1.4	11.4	0.5	73	1911	95
(4) Taf Fechan (Merthyr Tydfil Corporation)	71.5	28.5	17.4	2.9	0.2	2.2	0.1	—	1926	100
(5) Silent Valley (Belfast Water Commissioners) .	60.0	40.0	20.9	4.0	Nil	Nil	Nil	156	January 1932	85
(6) Burnhope (Durham County Water Board)	57.3	42.7	20.1	5.9	Nil	Nil	Nil	107	Under con- struction	130
(7) Alwen (Birkenhead Corporation)	50.6	49.4	15.0	2.5	2.3	17.6	0.6	30	1916	20
Average	69.2	30.8	20.6	5.1	0.7	6.1	0.2	83		79

SUMMARY

The Author points out that nearly all the Reservoirs in England are formed by means of earth banks and that deposits of a glacial character are frequently present suitable for the formation for an impermeable core wall in the centre of the embankment.

He sets out the tests which he carries out to ascertain the suitability of a clay for the formation of the impermeable core, viz:

1) The proportion of sand and clay present in the material, particles of a greater diameter than .09 mm. being classed as sand.

2) The proportion of water required to attain maximum plasticity. .

3) The contraction of the clay when dried.

4) The amount of the percolation of water through thin layers of the material.

5) The tenacity of moulded briquettes when dried.

A table dealing with properties of different clays which have been used successfully in the formation of the impermeable core for different reservoirs is appended.

Attention is drawn to the wide variation in the character of the clays which have proved to be satisfactory. The thicknesses of the core wall at different distances below water level are considered and the precautions which are taken to form a homogeneous mass. The amount of settlement which may be expected owing to the semi-fluid character of the clay is noted.

The slopes to be adopted for the ordinary material forming the Bank are then reviewed.

The necessity of selection so that the outer portion of the bank shall be composed of freely draining material to avoid slips is emphasized.

Cases are then dealt with showing the design adopted where the only material available has a low angle of rest, and the necessity of providing adequate drainage.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser legt dar, dass fast alle Sammelbecken in England mit Hilfe von Erddämmen ausgeführt sind, und dass häufig vorhandene Ablagerungen mit Eiszeit-Merkmalen sich zur Bildung eines undurchlässigen Kerndammes im Innern des Staudammes eignen.

Er zählt die Merkmale auf, die seiner Auffassung nach die Eignung eines Tones zur Bildung eines undurchlässigen Kernes gewährleisten, nämlich:

1) das Verhältnis von Sand und Ton in dem gegebenen Erdreich, wobei Teilchen von grösserem Durchmesser als 0.09 mm als Sand bezeichnet werden.

2) Die Wassermenge, die zur Erzielung grösster Formbarkeit erforderlich ist.

3) Die Zusammenschrumpfung des getrockneten Tones.

4) Die Filtration von Wasser durch dünne Schichten des Tones.

5) Die Festigkeit getrockneter, in Form gekneteter Ziegel.

Im Anhang stellt eine Tafel die Eigenschaften verschiedener Tone zusammen, die mit Erfolg beim Bau undurchlässiger Kerne für verschiedene Sammelbecken verwendet wurden.

Besondere Aufmerksamkeit wird auf die grosse Verschiedenheit der Kennzeichen von Tonsorten hingelenkt, die sich als zufriedenstellend bewährt haben. In Betracht gezogen werden die Stärke der Kerne in verschiedenen Tiefen unter der Wasseroberfläche, sowie die Vorsichtsmassregeln zur Bildung einer homogenen Masse. Der bei dem halbflüssigen Zustande des Tones zu erwartende Schrumpfungsbetrag ist angegeben.

Dann werden die für das gewöhnliche, den Staudamm bildende Erdreich zu wählenden Böschung betrachtet.

Nachdrücklich wird die Notwendigkeit einer Auswahl betont, nach der die äusseren Schichten eines Dammes zur Vermeidung von Rutschungen aus einem das Wasser frei durchlassenden Erdreich hergestellt werden sollen.

Dann werden Fälle behandelt, die zeigen sollen, wie der Entwurf zu gestalten ist, falls nur Erdreich mit flachem Böschungswinkel zur Verfügung steht, und dass für angemessene Entwässerung zu sorgen ist.

RESUME

L'auteur fait ressortir que presque tous les réservoirs d'Angleterre sont constitués au moyen de barrages en terre, et que les matériaux les plus employés et les plus commodes actuellement pour constituer un noyau imperméable au centre de l'ouvrage, sont des sédiments de nature glaciaire.

Il expose les essais qu'il est en train d'exécuter pour se rendre compte des qualités de l'argile pour constituer le noyau imperméable, savoir :

1) la proportion de sable d'argile existant dans le matériau employé, les particules de diamètre supérieur à 0,009 mm. étant classées comme sable;

2) la proportion d'eau nécessaire pour obtenir le maximum de plasticité;

3) la contraction de l'argile quand elle est sèche;

4) la quantité d'eau d'infiltration qui traverse les couches minces de ce matériau;

5) la ténacité des briquettes moulées, quand elles sont sèches.

On a joint au rapport un tableau indiquant les propriétés des diverses argiles qui ont été employées avec succès pour former le noyau imperméable dans différents barrages.

Le rapport appelle l'attention sur les variations notables qui distinguent la nature des argiles qui se sont montrées satisfaisantes. Le rapport étudie l'épaisseur des dispositifs d'étanchéité à des hauteurs différentes en dessous du niveau de l'eau, ainsi que les précautions qui sont prises pour constituer une masse homogène. Il indique l'importance du tassement auquel on peut s'attendre en raison du caractère de semi-fluidité de l'argile.

Le rapport passe ensuite en revue les pentes à adopter pour le matériau ordinaire qui constitue le barrage. Il insiste sur la nécessité de faire un choix, de manière que la portion extérieure du barrage soit composée de matières facile à drainer, afin d'éviter les glissements.

Enfin, on examine différents cas qui montrent la construction à adopter quand on ne dispose que d'un matériau qui ne peut tenir que sous faible pente, et qui démontrent la nécessité de prévoir un système de drainage adéquat.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 21

**Das Untersuchungsverfahren über die Eignung von
Boden-Arten für den Bau von Staudämmen mit
hilfe der Konsistenzwerte von Atterberg**

Von Dr.Ir. L,J,C, VAN ES

Neben den üblichen Untersuchungsmethoden um die Eignung von Bodenarten für den Bau von Staudämmen zu bestimmen legt man in Niederländisch-Indien grossen Wert darauf, die Konsistenzwerte von Atterberg zu ermitteln.

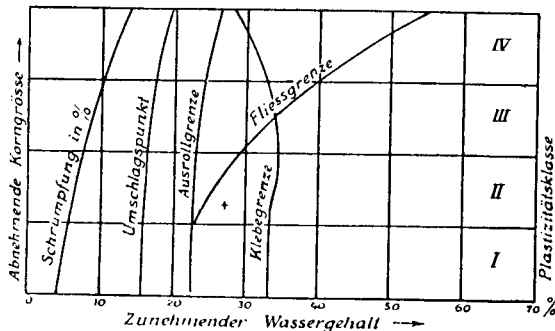
Während einer Reihe von Jahren wurden auf Ersuchen des Bureaus für Geologische Technische Untersuchungen verschiedene Bodenarten im Laboratorium für Materialprüfung an der Technischen Hochschule zu Bandoeng untersucht.

Während die mechanische Bodenanalyse und andere physikalische Eigenschaften keinen Anhalt lieferten, ergab die Bestimmung der Konsistenzwerte von Atterberg einen offensichtlichen Unterschied an. Folgende Grenzen wurden bestimmt: Der Umschlagspunkt, die Ausrollgrenze, die untere Fliessgrenze, die Klebegrenze und die Tropfgrenze.

Der Unterschied zwischen Fliessgrenze und Ausrollgrenze wird Plastizität genannt, während der Unterschied zwischen Klebegrenze und Fliessgrenze der Ueberschuss heisst. Daneben kann auch der

Betrag der linearen Schrumpfung berücksichtigt werden, der an dem bis zur Fließgrenze mit Wasser gesättigten Boden bestimmt wird.

Es ist bekannt, dass die Fließgrenze beinahe bei den meisten Bodenarten mit abnehmender Korngrösse steigt. Auch die übrigen Grenzwerte haben die Neigung zu wachsen. Indessen ist in der Regel der Anwachsen der Fließgrenze am grössten, während bei der Klebegrenze eine Erhöhung geringer ist und sogar das Gegenteil eintreten kann. Als Folge hiervon übersteigt die Fließgrenze bei sehr feinkörnigen Bodenarten die Klebegrenze. In einem Schaubild kann dies folgendermassen dargestellt werden.



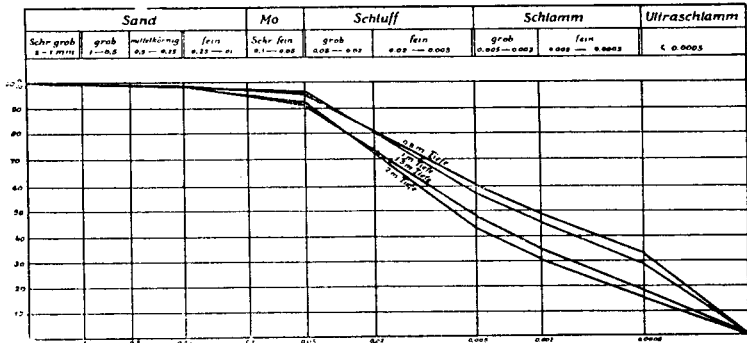
Graphische Darstellung der Änderung der Konsistenzwerte von Allerberg mit abnehmender Korngrösse.

Solange die Fließgrenze unter der Klebegrenze liegt ist der Ueberschuss positiv, sobald das Gegenteil eintritt, spricht man von einem negativen Ueberschuss.

Verwitterungsböden sedimentären Ursprungs wie die der tertiären Gebirge oder ihrer alluvialen Abtragungsprodukte besitzen in der Regel einen niedrigen Umschlagspunkt und niedrige Ausrollgrenze, dagegen hohe Fließ- und Klebegrenzen. Die Plastizität ist also bereits am Anfang gross. Diese Bodenarten kann man als normale Böden betrachten, Sie stimmen am meisten mit denen in Europa und Amerika überein, und zwar im allgemeinen mit denen, wo kein Vulkanismus entwickelt ist. Das rasche Anwachsen der Fließgrenze mit abnehmender Korngrösse ist die Ursache dafür, dass die Fließgrenze bereits sehr rasch die Klebegrenze überschreitet. Der negative Ueberschuss kommt also viel früher

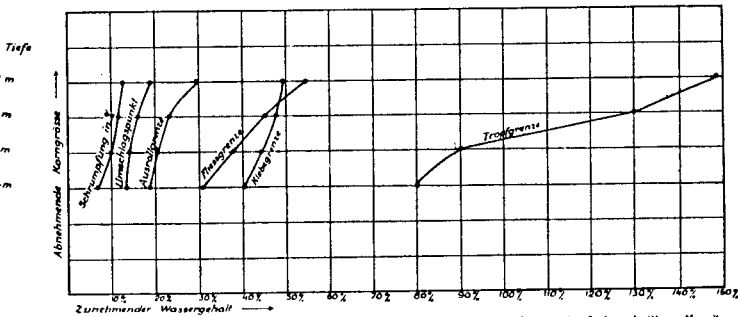
zur Geltung und kann bei sehr feinkörnigen Bodenarten sogar einen sehr hohen Betrag erreichen.

Da die Bodenarten von verschiedenen Orten bereits bei einem geringen Unterschied des geologischen Ursprunges nicht mehr verglichen werden können, findet man die besten Beispiele für die verschiedenen Stadien der Verwitterung bei ein und derselben Bodenart. Das gewählte Beispiel bezieht sich auf einen tertiären Mergelboden.



Logarithmische Darstellung der mechanischen Bodenanalyse von 4 Proben kalkhaltigen Tones bei zunehmender Verwitterung

Die bei fortgeschrittener Verwitterung in Erscheinung tretende Abnahme der Korngrösse hat auch eine Veränderung der Atterbergschen Konsistenzwerte zur Folge.



Änderung der Atterbergschen Konsistenzwerte bei abnehmender Korngrösse infolge weiter fortgeschrittener Verwitterung. Dasselbe 4 Proben wie im vorigen Profil

Bei vulkanischen Bodenarten trifft man dieselbe Erscheinung einer Abnahme der Korngrösse in noch viel stärkerem Masse an.

Es ist auffallend, dass der Umschlagpunkt und die Ausrollgrenze in der Regel höher liegen als bei den normalen sedimentären Detritusböden. Dagegen kann die Fliessgrenze und die Klebegrenze sogar tiefer liegen. Die vulkanischen Verwitterungsböden weisen also im allgemeinen eine viel geringere Plastizität auf.

Ein sehr erheblicher Unterschied wird nun hinsichtlich des Anwachsens der Fliessgrenze bei abnehmender Korngrösse gefunden. Es ergibt sich dabei, dass dies bei vulkanischen Verwitterungsböden viel langsamer erfolgt als bei den anderen Bodenarten. Dies hat zur Folge, dass erst bei sehr feinkörnigen Bodenarten ein negativer Ueberschuss eintritt, der überdies nie einen erheblichen Wert annimmt.

Als Beispiel kann ein Vergleich zwischen den 2 folgenden Bodenarten dienen.

	A Tertiärer Ton	A Vulkanischer Boden	B Tertiärer Ton	B Vulkanischer Boden
Mechanische Bodenanalyse:				
2 — 0,25 mm	0,6	0,2	0,5	2,0
0,25 — 0,05 mm	22	21,2	8,6	12,1
50 — 5 mm	22	34,9	28,1	22,3
5 — 2 mm	10,3	10,2	11,0	9,1
2 — 0,5 mm	41,7	12,4	15,3	10,0
0,5 mm	3,4	21,1	36,5	44,5
Konsistenzwerte:				
Umschlagpunkt	14	20	14	28
Ausrollgrenze	23	27	22	36
Fliessgrenze	51	48	52	47
Klebegrenze	46	57	30	47
Tropfgrenze	124	124	138	165
Plastizität	28	21	30	11
Ueberschuss	— 5	+ 9	— 22	± 0
Schrumpfung	14,5	11,4	14,4	9,5

Vergleicht man die beiden Proben A, wovon die vulkanische Bodenart einen noch grösseren Gehalt an Kolloiden enthält als der tertiäre Ton, mit den beiden Proben B — bei denen die mechanische Bodenanalyse sogar viel weniger Unterschiede zeigt — so wird deutlich sichtbar, dass die vulkanische Bodenart bei ungefähr

gleicher Korngrösse wie die des tertiären Tones noch keinen negativen Ueberschuss aufweist, während dies an dem tertiären Ton von Probe A bereits Tatsache ist und an der feinkörnigen Probe B sogar bereits sehr erheblich in Erscheinung tritt.

Das unterschiedliche Verhalten der vulkanischen Verwitterungsböden von dem der tertiären Sedimentgesteine oder von dem von alluvialen Tonböden kann nur durch den Unterschied in der chemischen Zusammensetzung der Bodenkolloide erklärt werden*). Diese besitzen bei den angeführten Bodenarten bestimmt verschiedene Zusammensetzung. Bei der tropischen Lateritbildung der vulkanischen Bodenarten entstehen in erster Linie Eisen- und Aluminiumhydrate, während die nichtvulkanischen Sedimente bei der Verwitterung vor allem wasserhaltige Aluminiumsilikate bilden. Dadurch wird der grosse Unterschied zwischen Laterit (Lixivium) und Ton gekennzeichnet.

Das ganz verschiedene Verhalten in Bezug auf die Atterberg'schen Konsistenzwerte kommt nun auch in der Natur zum Ausdruck. In den vulkanischen Verwitterungsböden bleiben tiefeingeschnittene Irrigatilleitungen oder die Stufen der Reisfelderterrassen unter sehr steilem Winkel gut stehen, während indessen in den nicht vulkanischen tertiären Hügelländern bei gleichen Verhältnissen schwere Abschiebungen entstehen. Zweifellos ist dies dem Unterschied in der Kohäsion zu zuschreiben, die durch den Charakter der Bodenkolloide beherrscht wird.

Die Erfahrung zeigt, dass Bodenarten mit einem negativen Ueberschuss vollkommen ungeeignet für den Dammbau sind.

An den auf Java gebauten Damm Plumbon traten bereits während des Baues schwere Abschiebungen auf, da eine Bodenart mit stark negativem Ueberschuss verwendet wurde. Durch Auswechslung dieser Bodenart durch eine mit einem geringen Ueberschuss konnte der Damm vollständig errichtet werden und ist bereits seit Jahren im Gebrauch!

Der Damm Kedungulin wurde ebenfalls mit einer schlechten Bodenart gebaut. Bereits während des Baues ereigneten sich wiederholt Abschiebungen, obwohl die Höhe nur 11 m betrug. Dieser

*) Wie als bekannt angenommen werden darf, ist eine Einteilung der Bodenarten nach ihrem Kolloidgehalt bereits missglückt, da die chemische Zusammensetzung und damit die physikalischen Eigenschaften der Bodenkolloide innerhalb weiter Grenzen veränderlich sind. Redlich, Terzaghi und Kamp. Ingenieurgeologie p. 318.

Damm hat sich als gefährlich herausgestellt und dies Staubecken ist auch grösstenteils nicht im Gebrauch.

	Staudamm Plumbon.		Staudamm Kedungulin.	
	abgeschobene Bodenart.	als Ersatz verwendete Bodenart.	abgeschobene Bodenart.	als Verbesserung vorgeschlagene Bodenart.
Mechanische Bodenanalyse:				
2 — 0,25 mm	0,7	10,5	3,5	15,2
0,25 — 0,05 mm	3,5	12,2	6,5	23,5
50 — 5 mm	31,1	34,4	17,9	37,5
5 mm	64,7	42,9	72,1	23,8
Konsistenzwerte:				
Umschlagpunkt	23	21	22	24
Ausrollgrenze	32	31	29	29
Fliessgrenze	68	50	76	47
Klebegrenze	39	52	35	59
Tropfgrenze	154	110	175	85
Plastizität	45	29	47	18
Ueberschuss	— 29	+ 2	— 41	+ 12
Schrumpfung bei gesättigter Fliessgrenze	16,9	11,5	15,6	7,0

Vergleicht man diese Proben, so sieht man, dass die als Ersatz verwendete oder als Verbesserung vorgeschlagene Bodenart weniger feinkörnig ist als die unbrauchbaren Bodenarten, sodass in diesem Fall auch die mechanische Bodenanalyse als Masstab verwendet werden kann.

Dies gilt aber nur von Bodenarten von demselben Ursprung. Als Vergleich geben wir hier eine vulkanische Bodenart, woran die mechanische Bodenanalyse zeigt, dass die Korngrösse des feinsten verwendeten Bodens (B) fast ebenso klein ist als bei dem abgeschobenen Boden von Plumbon oder Kedungulin. Trotzdem ist diese Bodenart für einen ± 30 m hohen Staudamm mit gutem Erfolg verwendet worden. Die Staudammböschung an der Wasserseite beträgt 1: 2,5, während für den Staudamm Kedungulin resp. 1 : 4 gilt und doch ist dieser Staudamm bei nur 11 m Höhe abgeschoben worden. Der Staudamm Situ Tjipanundjang ist in den Jahren 1928. — 1929 erbaut. Er zeigt keine Veränderungen.

Staudamm Situ Tjipanundjang.

	A Vulkanischer Verwitterungsboden	B Vulkanischer Verwitterungsboden
Mechanische Bodenanalyse:		
2 — 0,25 mm	2,6	1,7
0,25 — 0,05 mm	9,8	7,6
50 — 5 mm	38,1	29,4
5 mm	50,5	61,3
Konsistenzwerte:		
Umschlagpunkt	35	38
Ausrollgrenze	53	47
Fliessgrenze	64	69
Klebegrenze	90	73
Tropfgrenze	134	177
Plastizität	11	22
Ueberschuss	+ 26	+ 4
Schrumpfung	9,0	8,8

Vergleicht man die als Ersatz verwendete Bodenart von Plumbon mit Probe A von Situ Tjipanundjang, so fällt auf, dass, trotz der fast gleichen Korngrösse, der Ueberschuss bei dem zuletzt genannten vulkanischen Verwitterungsboden bedeutend grösser ist.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Erfahrung hat auf Java gezeigt, dass fast jede bei verhältnissmässig kleiner Neigung abgeschobene Bodenart gekennzeichnet ist durch eine Klebegrenze, die beträchtlich tiefer liegt als die Fliessgrenze, wodurch ein mehr oder weniger grosser negativer Ueberschuss entsteht. Man hat nun mit Hilfe dieser Kennzeichen diese Bodenarten aus zu merzen. Auf der andern Seite hat sich herausgestellt, dass andere (vulkanische) Bodenarten, die wegen der sehr geringen Korngrösse für den Bau von Staudämmen nicht in Betracht kommen, gerade in hervorragender Weise dafür geeignet sind. Der positive Ueberschuss dieser Bodenarten gibt dabei einen Hinweis, dass die Bodenkolloide eine andere Zusammensetzung besitzen müssen, wodurch besonders die Kohäsion beträchtlich vergrössert sein muss. Der Unterschied geologischer Ursprunges erklärt diese Erscheinungen.

SUMMARY

In cases, where in Java at a comparatively slight slope landslips happened to occur in earthen dams, the soil appears to possess a more or less negative surplus in the sense of the Atterberg tests, v. i. z. the stick limit is lower than the flow limit.

With the help of this distinctive mark the different soils are to be characterized.

On the other hand a weathered volcanic soil which owing to its small sized grain, would seem to be wholly unfit for the building of dams, notwithstanding appears to be exceedingly serviceable. The positive surplus found in this case, proves the soil colloids to possess a different composition, which causes an increase in cohesion. The difference in geological origin sufficiently explains this phenomenon.

RESUME

Dans les cas où à Java un glissement a eu lieu dans un barrage en terre à pente relativement petite, cette terre possède évidemment un plus ou moins grand excès négatif au sens des expériences d'Atterberg, c. à. d. que la limite d'adhérence est moindre que la limite d'écoulement.

A l'aide de cette distinction, les différentes terres peuvent être caractérisées.

D'autre part, une terre décomposée d'origine volcanique, qui, pour la construction de barrages, semble tout à fait inutilisable à cause de la petite dimension des grains qui la constituent, apparaît pourtant très convenable pour cette construction.

L'excès positif trouvé dans ce cas prouve que les colloïdes possèdent une composition différente, ce qui produit un accroissement de la cohésion.

La différence d'origine géologique suffit à expliquer ce phénomène.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 22

NATIONAL REPORT OF JAPAN
FOR INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS

**Properties and characteristics of the materials
used for Yamaguchi earth dam**

BY

MOTOKI ONO, civil engineer, Board of water supply of Tokyo

*Member of Technical Committee,
Japanese National Committee of the
International Commission on Large Dams
of the
World Power Conference.*

I. — INTRODUCTION.

In the construction of earth dam, it is very important to use materials found in abundance in the neighbourhood of the site, and to adopt such method of construction as to utilize the physical properties of the materials to the best advantage.

In Japan there are two kinds of materials suited for the earth dam construction; namely alluvial sediments and volcanic deposits. Both materials have been in use for rolled fill dams from the first which are still maintaining their best conditions. They differ,

however, entirely each other in the physical properties. Though the alluvial soil has no definite characteristics on account of the variety in its original constituents, it is, in general, a composite of sand, silt, and clay. Generally speaking, the physical properties of the alluvial soil may be presumed from the gradation of its constituents. On the other hand, the soil of volcanic origin has no definite characteristics, being accounted for by its individual differences in the mineral composition, the mode of deposition and the degree of decomposition. The « Red Soil », one of the volcanic deposits found in the neighbourhood of Tokyo, has particular properties. According to the sieve analysis more than 70 % of this material is the particles finer than 0.01 mm. in size. Notwithstanding the fact that the « Red Soil » is much finer than those used as a core materials in the United States of America (X), it has a particular texture and withstands the seepage of water to an overwhelming extent, provided it is not excessively destroyed.

This « Red Soil » has been used in building such earth dams as Ono Dam of Tokyo Electric Light Company, Upper and Lower Dams of Murayama Reservoirs of the Water Supply System of Tokyo City, and is now used for the dam of Yamaguchi Reservoir of the same water supply system under construction.

Previous to the construction of Yamaguchi Dam, the writer has investigated the properties and characteristics of this « Red Soil » for several years. According to this investigation and the experience he gained in building the dams of Murayama Reservoirs, he has found a simple and yet adequate method of testing this particular soil in reference to its suitability and applied this method for testing all the materials to be used for the construction of Yamaguchi Dam.

2. -- MURAYAMA EARTH DAMS AND YAMAGUCHI EARTH DAM.

Both Murayama and Yamaguchi earth dams are situated 30 km. west of Tokyo City and built on the Tertiary formation, having cross-sections shown in Fig. 1. Murayama Upper Dam was built during the years of 1917-1919, having a maximum height of 24.2 m. with top length of 381.2 m. Lower Dam was built during the period of 1916 to 1919 with the maximum height of 30.3 m. and the length of 587.3 m. at the crest of the dam. The « Red Soil » of good quality

(X) Composition of Earth Dams. Engineering News-Record p. 962 Vol. 106 No 24 June 11, 1931.

was used for the core walls in both of the dams, except the cutoff trenches of the foundation bed for which concrete was used. The same material was used on both upstream and downstream sides of embankments with concrete block lining on the upstream face and berm on the downstream face.

Yamaguchi Earth Dam is 32.7 m. high and 690.9 m. long on the crest. Its construction has been commenced in 1930 and will be completed in 1933. Its design is similar to that of Murayama Dams mentioned above, except the concrete part of the cutoff wall which is increased to 12.4 m. in depth to reach the impervious layer of foundation bed. In the construction of the core proper, the « Red Soil » of good quality is used. It is mixed thoroughly with gravels varying from 4.5—1.5 cm. in size, in the proportion of 1 : 0.5 by volume. With an adequate water consistency, the « Red Soil » is first laid in layer of 10 cm. thick and rolled down to 5 cm. with a six or eight ton roller. This process is repeated until the desired height is obtained. Since the earth fill of the upstream side will be saturated with water of the reservoir, the soil to be used must be as dense, compact and impervious as possible. It is laid in a safety slope of 1 : 3. For the material of the fill for the downstream side, the soil of comparatively porous and less compact quality is recommended, but is liable to draw on the seepage from the upstream side on account of its pervious nature, thus to endanger the stability of the dam itself. Therefore, in practice, the « Red Soil » of the same quality as is used for the upstream side is laid to the thickness of 15 cm. with a proper water consistency and rolled thoroughly and evenly down to the depth of 10 cm. with a six or eight ton roller.

3. — PROPERTIES OF THE DAM MATERIAL.

In case of Yamaguchi Earth Dam the material, called « Red Soil », is found in three to ten m. layer in the vicinity of the dam site. This soil occupies the top layer of the diluvium and consists chiefly of volcanic sand and ashes. It is sometimes considered as aeolian deposit, since it lacks the bedding, and the mineral constituents is uniform. During the long period of weathering, however, mineral particles were decomposed into clayey substances, porous and pumiceous in texture. The extent of decomposition is not appeared uniform even in the same layer and place. Near the surface, it is disintegrated to such an extent that all the characteristics of texture is lost, and moreover, it is often mixed with organic matters.

This « Red Soil », when wet, show reddish brown color, but when dry, light brownish yellow. The main compositions of this soil are silt and clay with a considerable amount of iron oxides. Besides these, feldsper, pyroxene, olivine, apatite, magnetite, and glassy substance are also found in a small quantity. The results of Atterberg Test show that the liquid limit of this soil ranges from 80 to 100, and the plastic limit from 50 to 70 %. Thus it should be classified as a plastic clay. Its specific gravity varies between 2.5 and 2.76. Being very porous, its percentage of void ranges from 66 to 76 % with the void ratio of 1.99 to 3.14. Under the saturated condition, the moisture content varies between 98 and 130 %. In spite of its great porosity, the specimens taken out by core-boring, showed compressive strength of 1.7 to 2.5 kg/cm² under the saturated condition. It has also a characteristic difference from that of ordinary clay; when immersed into water, this soil never slakes.

4. — THE METHOD AND RESULTS OF TESTING THE SUITABILITY OF MATERIAL.

The material used in building Yamaguchi Earth Dam has such quality as described above. When this « Red Soil » is to be used as a core material, it is necessary to select such as most suitable for the purpose. The followings are the method of testing the suitability specified by the writer.

(1) Mechanical Analysis

The sample is dried and ground until the aggregations of soil particles are broken up into separated grains. Ammoniated water is added and heated for 24 hours. After cooling, the sample is separated by sieving with a screen having openings of 0.2 mm. in diameter. The sample, passed the previous sieve, is elutriated by Schöne's apparatus. The fractions separated by the apparatus are classified as follows;

classification	size of particles in mm.
clay	not larger than 0.01
silt	0.01 to 0.05
fine sand	0.05 to 0.10
medium sand	0.10 to 0.20
course sand	larger than 0.20

(2) Consistency Test

It is necessary to keep the consistency of the samples constant to prepare uniform test specimens for Slaking, Shrinkage, and

Tension tests. The normal consistency of specimen is defined as follows : — « The specimen of normal consistency should have a penetration of 4 cm. in 5 minutes of the standard needle of Vicat's consistometer, having a cross section of 1 mm² with 300 gr. of additional weight. « The normal consistency is the water content, expressed as a percentage of the weight of oven dried soil.

(3) Slaking Test

The sample of normal consistency is mixed thoroughly, and pressed in the rectangular molds of 3 × 3 × 5 cm. so firmly as to avoid air voids. Immerse the specimen into water immediately after it is removed from the mold. Record the time from immersion of the specimen to its slaking down.

The time recorded will be the result.

(4) Shrinkage Test

The sample of normal consistency is mixed thoroughly, and pressed in the rectangular molds of 1.5 × 1.5 × 10.0 cm. so firmly as to be free from air voids. Two points are marked on the surface, 5 cm. apart and equidistant from both edges. The specimen is removed from the molds, placed on the zinc plate, and allowed to dry in the air for 10 days. The specimen is dried in an oven at a temperature not exceeding 100° C for 2 hours. After cooling down to room temperature the distance of two points previously marked on the specimen are measured. The difference in length computed as a percentage of the wet length of specimen is considered the lineal shrinkage.

(5) Tension Test

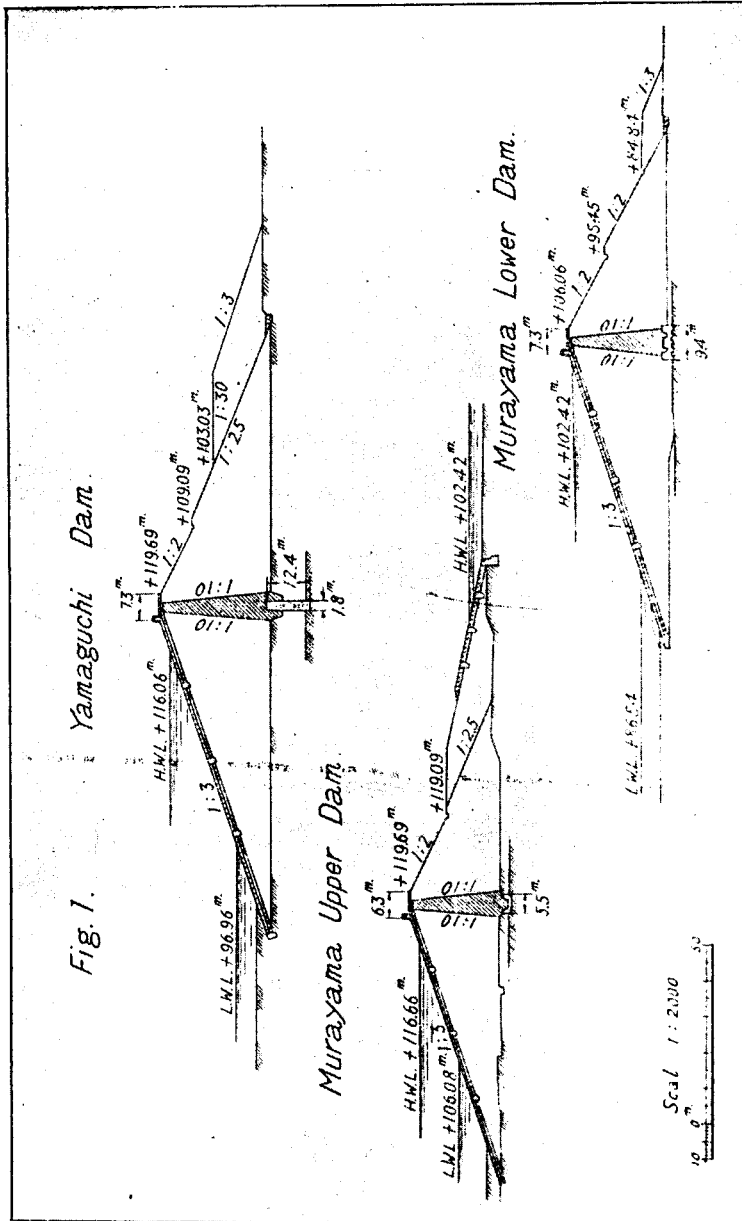
The sample of normal consistency is mixed thoroughly, and pressed in the standard mold of the Tension Test for Portland Cement. So firmly as to avoid air voids, and smooth off the surface with a trowel without ramming. The specimen is removed from the mold and allowed to dry in the air at the room temperature, leave it under evaporation at the room temperature. After the shrinkage limit is attained, the specimen is placed on Michel's Tension Testing Apparatus and tested (as in the test of Portland Cement mortar).

All the apparatus used in this test, including the mold, are those of the Japan Portland Cement Standard Testing Apparatus, the minimum sectional area of specimen being 5 cm².

Above described are the methods used for testing core materials and the results obtained are shown in the following table I.

TABLE I.

Sample Number	MECHANICAL ANALYSIS					Specific Gravity	Moisture content %	Slaking hrs	Lineal Shrinkage %	Tensile Strength kg/cm ²
	Coarse Sand %	Medium Sand %	Fine Sand %	Silt %	Clay %					
1	2.81	7.65	9.20	17.13	63.21	2.69	34.34	36	14	9.50
2	3.95	4.93	5.41	15.92	69.79	2.67	36.99	»	13	9.56
3	5.96	7.61	6.47	12.79	67.17	2.64	35.80	»	12	9.28
4	4.49	3.77	8.25	8.52	74.97	2.69	32.33	»	12	9.10
5	2.04	3.65	10.78	14.65	68.88	2.65	38.28	»	17	8.21
6	2.95	3.90	5.88	9.57	77.70	2.65	39.96	»	17	8.77
7	2.16	3.34	4.47	13.26	76.77	2.68	39.76	»	16	9.24
8	5.96	7.61	6.47	12.79	67.17	2.64	35.65	»	12.2	9.28



The « Red Soil » of good quality is found in the lower layer of the deposit and used for the core materials. The soil for the embankment is taken out of what is left in the lower layer after taking out the materials for the core, and those of middle and upper layers which can be taken out more economically.

From the studies of the results obtained by the tests described above, and from the experiences of the Upper and Lower Murayama Dams, the writer concludes that the « Red Soil » of suitable quality for the core materials should have the following physical characteristics, specified by him as standard measures.

- (1) Clay Contents not less than 60 %.
 - (2) Moisture Contents, suitable for use in construction not less than 30 %, and not more than 50 %.
 - (3) Slaking not slake down within 36 hours.
 - (4) Lineal Shrinkage not less than 10 %.
 - (5) Tensile Strength not less than 6 kg./cm².
-

ZUSAMMENFASSUNG

Die meisten Erddämme in Japan sind Trockenmauerwerke, welche aus Flusssedimenten und vulkanischen Böden erbaut werden. Von diesen Materialien sind die physikalischen Eigenschaften der Flusssedimente im allgemeinen von ihrer mechanischen Zusammensetzung abhängig, während einige der vulkanischen Böden nach ihrer Ablagerung, ihrem Verwitterungsgrad und ihrer Struktur Sondercharakteristiken aufweisen.

Der obere und untere Murayama Erddamm, von denen der erstere im Jahre 1917-1919 und der letztere im Jahre 1916-1919 von dem Verfasser erbaut wurde und der seit 1930 im Bau befindliche Yamaguchi Erddamm, dessen Fertigstellung in 1933 erfolgen soll, bestehen aus einem Material, das « rote Erde » genannt wird.

Die rote Erde ist eine Art plastischer Ton mit Bimssteinstruktur, welcher aus basischen vulkanischen Sanden und Aschen verwittert ist. Trotzdem die rote Erde aus mehr als 70 % aus feinsten Körnung unter 0.01 mm Durchmesser besteht, hat sie keine im Wasser zerfallende Sondercharakteristik.

Nach dem Atterbergschen Versuche zeigt ihre Fließgrenze 80 — 100 % und die Plastizitätsgrenze 80 — 70 %. Ihr spezifisches Gewicht beträgt 2.54 — 2.76, das Porenvolumen 60 — 76 %, die Porenziffer 1.99 — 3.14 und der Wassergehalt im Sättigungszustand 98 — 130 % des Gewichts.

Bei Verwendung der roten Erde als Dichtungskern des Yamaguchi Dammes sind folgende Versuche vorgenommen, um sich von ihrer Brauchbarkeit zu überzeugen:

- 1) Schlämmanalyse unter Anwendung des Schöneschen Apparates,
- 2) Konsistenzversuch unter Anwendung des Vicatschen Apparates,
- 3) Wasserbeständigkeitsversuch unter Anwendung von Proben in Grösse von $3 \times 3 \times 5$ cm,
- 4) Schwindenversuch unter Anwendung von Proben in Grösse von $1.5 \times 1.5 \times 10.0$ cm,
- 5) Zugversuche unter Anwendung der Zerreißmaschine nach Michel.

Die Versuchsergebnisse ergaben folgende Einteilungen der Materialien für den Bau, von Erddämmen:

- 1) Tongehalt: nicht weniger als 60 %,
 - 2) Wassergehalt: nicht weniger als 30 % und nicht mehr als 50 %,
 - 3) Zerfall: nicht innerhalb 36 Stunden,
 - 4) Linealschwinden: nicht weniger als 10 %,
 - 5) Zugfestigkeit bei Schwindengrenze: nicht weniger als 6 kg/cm².
-

RESUME

La plupart des barrages en terre au Japon sont construits en maçonnerie sèche tirée de sédiments fluviaux ou de terre d'origine volcanique. Les propriétés physiques du sédiment fluvial varient généralement selon sa composition, tandis que la terre d'origine volcanique peut avoir des propriétés particulières selon son mode de décantation, son degré de décomposition et sa structure. L'auteur a employé ce qu'on appelle de la « terre rouge » pour les barrages supérieur et inférieur de Murayama qu'il a construits respectivement en 1917-1919 et en 1916-1919 dans les environs de Tokyo et aussi pour le barrage de Yamaguchi dont on a commencé les travaux de construction en 1930 et dont l'achèvement est prévu pour l'année 1933. Cette terre rouge n'est autre chose que de la glaise, produite par la décomposition du sable, et de la cendre basique d'origine volcanique. Elle a une structure cellulaire et sa propriété est de ne jamais couler dans l'eau, bien qu'elle contienne des grains fins dont le diamètre est inférieur à 0.01 mm. De plus, d'après l'essai d'Atterberg, la limite d'écoulement de cette terre rouge est de 80 à 100 %, la limite de plasticité de 50 à 70 %, le poids spécifique de 2.34 à 2 %, le volume des pores de 60 à 70 %, l'indice de porosité de 1.99 à 3.14, la teneur d'eau à l'état saturé de 98 à 130 % en poids. Pour savoir s'il convient d'employer la terre rouge comme matériau de noyau pour le barrage en terre de Yamaguchi, l'auteur a fait son essai dans les conditions suivantes:

- 1) Emploi de l'appareil de Shōne pour l'analyse mécanique.
- 2) Emploi de l'aiguille de Vicat pour l'essai de prise.
- 3) Emploi d'échantillons de « 3 × 3 × 5 cm » pour l'essai de persévérance de forme dans l'eau.
- 4) Emploi d'échantillons de « 1.5 × 1.5 × 10.0 cm » pour l'essai de retrait.
- 5) Emploi de l'appareil de Michaélis pour l'essai de résistance à la traction.

Il résulte de cet essai que les matériaux suivants conviennent bien pour la construction du barrage en terre:

- 1) Terre rouge dont la teneur d'argile est supérieure à 60 %.
- 2) Terre rouge dont la teneur d'eau convenable à l'emploi pour

la construction est supérieure à 30 %, sans pouvoir cependant dépasser 50 %.

3) Terre rouge qui ne coule pas dans les 36 heures.

4) Terre rouge dont le retrait linéaire est supérieur à 10 %.

5) Terre rouge dont la résistance à la traction, à la limite de rétrécissement, est supérieure à 6 kg/cm.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 23

Untersuchungsmethoden zur Feststellung ob sich ein gegebenes Material für den Bau eines Erddammes eignet.

VON

Wolmar FELLENIUS

Simon JOHANSSON

Professor des Wasserbaues an der Königl. Technischen Hochschule, Stockholm, Oberstleutnant des Königl. Schwedischen Wege- und Wasserbaukorps.

Dr. Phil. Staatsgeolog an der Geologischen Landesanstalt von Schweden Stokholm.

(I)

(II)

I.

Da wir in Schweden bis jetzt nur verhältnismässig geringe Erfahrungen im Bau von grösseren Erddämmen besitzen, kann diese Frage nur unvollständig erörtert werden.

«Erddämme» werden hier oft so ausgeführt, dass man den luftseitigen (stützenden) Teil (wenigstens die Hälfte des Querprofles) hauptsächlich aus Steinfüllung (gesprengtem Stein aus harten Felsarten) und den wasserseitigen (dichtenden) Teil hauptsächlich aus Erde ausführt. Oft hat man in der Mitte des Profles einen Dichtungskern aus Beton oder Ton. Bei solchen Dämmen sind die Eigenschaften der Füllerde von geringerer Bedeutung.

In einigen Fällen (Höhen nicht über rd 12 m) sind Dämme nur aus Erdfüllung und ohne Dichtungskern ausgeführt worden, aber hierbei hat man als Material den in Schweden oft vorkommenden, sogenannten «Pinnmo» (Glaciär-Moräne) zur Verfügung gehabt. Dieses Material ist eine natürliche Mischung aus Stein, Kies, Sand und Lehm (Ton) und ist in der natürlichen Lagerung meistens fast wasserdicht. Aufgeschüttet und gut gewalzt oder gestampft wird es wieder gut wasserdicht. Um die Zweckmässigkeit dieses Materials zu prüfen ist es im allgemeinen genügend, eine Probe von einigen Litern der feineren Bestandteile der Erdmasse mit Wasser zu sättigen und dann auf den Boden auszuschütten. Trennt sich dabei das Wasser schnell von der Erde, und wird die Erde nach kurzer Zeit ziemlich fest, ohne eine Tendenz zum Auseinanderfliessen zu zeigen, so ist das Material in der Regel für Erddämme gut geeignet. Die Aufschüttung in dem Damm geschieht in horizontalen Schichten. Bis zu rd 10 m Höhe der Dämme kann dieses Material mit einer Böschungsneigung von 1:2 verlegt werden; bei grösseren Höhen ist im allgemeinen mit etwas flacheren Böschungen zu rechnen.

In den Jahren 1908-10 wurde bei der Wasserkraftanlage Knäred am Lagan (Süd-Schweden) ein 320 m langer und im höchsten Teil 11,5 m hoher Damm aus solchem Material (lehmhaltiger Kies) angeschüttet. Dammkrone 1,5 m über Hochwasserstand, Kronenbreite 3 m. Böschungsneigungen rd 1:2. Die Schüttung wurde in Schichten von 20 cm Höhe ausgeführt und das Material wurde, hauptsächlich mit Dampfwalzen, gut eingewalzt. Um die Dichtigkeit sicher zu stellen wurde am Fusse der Wasserseite eine kleine Betonwand angeordnet und in Anschluss zu dieser eine 0,2 à 0,4 m dicke Tonschicht ausgeführt, die durch eine dünne Schicht von grobem Kies geschützt wurde.

Kurz nach Inbetriebsetzung wurde der obere Wasserspiegel verhältnismässig schnell abgesenkt. Infolge dieser Absenkung trafen einige kleinen Rutschungen auf der Wasserseite ein, die wahrscheinlich vom inneren Wasserüberdruck verursacht wurden.

Nachdem diese kleinen Schäden repariert worden waren, wurde der Damm wieder in Betrieb gesetzt. Derselbe hat sich während der vergangenen 22 Jahre sehr gut bewährt. Die Durchsickerung durch den Damm ist sehr unbedeutend gewesen.

Bei genaueren Untersuchungen von Bodenmaterialien sind im allgemeinen die von der Geotechnischen Kommission der schwedischen Staatseisenbahnen eingeführten Methoden verwendet worden.¹⁾ Dies gilt besonders für Bestimmungen von Wassergehalt, Festigkeit und Feinheitszahl.

Der Wassergehalt wird durch Austrocknen bei 100°C bestimmt und in der Regel in Gewichtsprozenten der Total-substanz angegeben.

Die Festigkeit wird durch eine «Konusprobe» relativ bestimmt. Man lässt hierbei einen konischen Metallkörper, der mit der nach unten gerichteten Spitze genau in der horizontal abgeglichenen Oberfläche der Bodenprobe eingestellt wird, frei fallen und misst dann, wie tief der Konus in die Bodenprobe eingedrungen ist. Meistens hat der hierbei verwendete konische Metallkörper ein Gewicht von 60 g und einen Spitzenwinkel von 60°. Die relative Festigkeit wird (bei Verwendung dieses 60 g-60° Konus) bei einem Eindringen von 10 mm mit 10 bezeichnet. Die relativen Festigkeitszahlen bei anderen Eindringtiefen sind ungefähr umgekehrt proportional derselben. Das Schlussgutachten der Geotechnischen Kommission enthält eine Tabelle über die relativen Festigkeitszahlen für verschiedene Eindringtiefen bei Verwendung, sowohl dieses 60 g-60° Konus, als auch einiger anderen Konen.

Aus dem Wassergehalt und der relativen Festigkeitszahl einer vollständig umgerührten Bodenprobe wird eine relative Feinheitszahl berechnet, ebenfalls nach Tabelle und graphischen Darstellungen des Schlussgutachtens der Geotechnischen Kommission.

Diese Untersuchungsmethoden sind doch eigentlich nur auf Tonerde anwendbar und geben bei diesem Material gute Anhaltspunkte für die Annahmen z. B. der Kohäsion, mit der man rechnen darf. Es ist zu bemerken, dass die Kohäsion des gewachsenen Bodens eine erheblich grössere ist als diejenige desselben Bodens nach Ausgraben und Aufschütten. Mit der Zeit wird doch die ursprüngliche Kohäsion zum grossen Teil zurückgewonnen.

Durch verschiedene Scherproben und auch durch Erfahrungen bei eingetroffenen Rutschungen hat man später für Tonerde gefunden, dass bei einer relativen Festigkeitszahl des ungestörtem Tones von 40 die Kohäsionfestigkeit des Tones etwa 1 t/m² beträgt. Die Kohäsion kann, bis zur Festigkeitszahl = 100 ungefähr proportional der relativen Festigkeitszahl angenommen werden.

1) Siehe *Statens Järnvägars Geotekniska Kommission, Slutbetänkande (Schlussgutachten) Stokholm 1922.*

Kennt man die Festigkeitseigenschaften des Materiales, sind die erdstatischen Berechnungen oft unter Annahme krummer Gleitflächen auszuführen.²⁾ Diese Berechnungsmethoden sind nicht nur auf die aufgeschütteten Erdmassen sondern auch auf die darunterliegenden Erdmassen anwendbar.

Für die Entnahme der Bodensproben sind die von der erwähnten Geotechnischen Kommission beschriebenen Methoden verwendet worden, und ist besonders zur Erhaltung « ungestörter » Erdproben ein Kolbenbohrer von Civilingenieur John Olsson zu empfehlen.³⁾

Die Feinheit des Bodens wird auch durch Kapillaritätsproben untersucht.

Betreffs der Kapillarität und der Methoden zu deren Bestimmung kann auf eine Kapillarimetermethode hingewiesen werden, die von G. Beskow ausgearbeitet worden ist, und mittels der Kapillaritäten bis auf mehrere Zehnzahl Meter gemessen worden sind.⁴⁾ Durch diese Methode, die auf dem Durchsaugungsprinzip beruht, können schnelle Bestimmungen auf sehr kleinen Probekörpern ausgeführt werden. Aus den empirischen Bestimmungen eines grossen Probemateriales ergeben sich folgende Kapillaritätsziffern:

Einzelfractionen:	Kapillarität	Natürliche Wassersedimente	Kapillarität
2 — 0.6	mm 0.03 — 0.1	Grober Sand	0.035 — 0.15
0.6 — 0.2	« 0.1 — 0.3	Mittelsand	0.12 — 0.5
0.2 — 0.06	« 0.3 — 1	Feinsand	0.4 — 2
0.06 — 0.02	« 1 — 3	Schluff («Finmo»)	1.5 — 6
0.02 — 0.006	« 3 — 10	« («Mjåla»)	4 — 12
0.006 — 0.002	« 10 — 30	Lehm («Låttlera» ;	
,.002 — 0.0002	« 30 — 300	Wh = 2—4)	8 — ca 18
< 0.0002	« > 300	Leichter Ton («Mel-	
		lanlera»; Wh=4—7)	ca 15 — ?
		usw.	

2) Siehe *Fellenius, W*: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Berlin 1927.

3) Siehe *Teknisk Tidskrift, Våg- och Vattenbyggnadskonst* 1925, S. 11 — 16, Stockholm.

4) *Beskow, G*: Om Jordarternas kapillaritet (Von der Kapillarität der Erdarten, mit einer englischen Zusammenfassung) Sv. Geol. Unders., Ser. C., N: r 365, Aorsbok 1930 (Geologiska Landesanstalt von Schweden, Stockholm), und *Beskow, G*: Det tekniska tjålproblemet (Das technische Tjålproblem), Sv. Geol. Unders., Ser. C., N: 375, Aorsbok 1932.

Betreffs der Schlussfolgerungen aus der Kapillarität hat Beskow folgendes ausgesprochen:

Böden mit einer Kapillarität < 1 m sind nie frostgefährlich (zwischen 1 und 2 m hängt die Frostgefährlichkeit von der Gefriereschwindigkeit, Belastung usw. ab). Die besonders stark frosthebenden und fließgeneigten Böden haben eine Kapillarität zwischen 2-10 m. Dieselben sind auch sehr dicht (undurchlässig). Von der Kapillarität 15 bis 20 m an ist meistens der Tongehalt so hoch, dass die Böden zwar noch frosthebend aber nicht fließgeneigt sind. Die praktisch sehr wichtige Eigenschaft des Schwindens fängt erst oberhalb einer Kapillarität von rund 10 m an, und damit auch die höhere Durchlässigkeit in den oberen Bodenschichten.

Die beratende Ingenieurfirma A.-B. Vattenbyggnadsbyraon in Stockholm hat dem Verfasser aus dem Gutachten, das sie betreffs eines Dammes für das Kraftwerk Niwa 2 auf der Kolahalbinsel in Russland neulich abgegeben hat, folgendes mitgeteilt.

Das Material, das zu diesem Damm verwendet werden soll, besteht aus Moräne von der letzten Eisperiode. Rund 17 % des Materiales, das feiner als 16 mm war, passierte Tyler-Sieb Nr. 230 ($- 0.06$ mm), und dieser feine Teil wurde später durch Schlamm-analyse näher untersucht. Rund ein Viertel dieses Teiles war kleiner als 0.01 mm und rd ein Zehntel davon näherte sich oder war kleiner als 0.001 mm.

Die Bodenproben wurden weiter auf Formveränderung bei Druck unter veränderter Seitenausdehnung und auch auf Reibungswinkel bei verschiedenen Normaldrücken (ohne und mit durchströmendem Wasser) geprüft. Hierbei wurde festgestellt, dass der Reibungswinkel (rd 30° bis 40°) bei wachsendem Wassergehalt nicht abnimmt, dass er aber bei wachsendem Normaldruck unbedeutend abnimmt.

Auf Grund dieser Untersuchungen hat die Firma ausgesprochen, dass das betreffende Material als Füllmaterial in einem Kanaldamm mit einer grössten Höhe von 7 m und einer Krone von 1.5 über Normalwasserstand und bei Seitenböschungen 1:2 auf sowohl der Wasser- als der Luftseite, gut anwendbar sei.

Die Versuchsmethoden, die oben erwähnt woden sind, betreffen:

1. Wassergehalt.
2. Festigkeitszahl (relative, «Konusprobe»)
3. Festigkeit (Scherfestigkeit, Kohäsion).
4. Reibungswinkel (bei verschiedenen Normaldrücken).
5. Feinheitszahl (relative).
6. Kapillarität.
7. Korngrösse (Siebproben und Schlammanalyse).

Im allgemeinen können wir aus den Resultaten solcher Untersuchungen noch keine sicheren Schlussfolgerungen bezüglich der Verwendbarkeit eines Materiales für einen Erddamm gegebener Dimensionen ziehen. Durch Sammeln und Ordnen der Erfahrungen von ausgeführten Erddämmen, bei welchen das Material nach den obenerwähnten Versuchsmethoden geprüft worden ist, könnten wir doch nach und nach dazu gelangen, solche Schlussfolgerungen ziehen zu können.

Des weiteren verweise ich auf den folgenden Aufsatz des Staatsgeologen, Herrn Dr. Simon Johansson.

Wolmar Fellenius.

II.

Ein Erddamm dürfte im allgemeinen von beinahe jedem beliebigen Boden gebaut werden können. Wenn nur die Bauweise der Beschaffenheit der fraglichen Böden angepasst wird, so dürfte kaum irgend einer der gewöhnlich in Schweden vorkommenden Böden hierfür ungeeignet sein. Liegt beispielsweise ein stark durchlässiger Boden vor, so kann ja der Damm so breit gemacht werden, dass das Durchsickern unbedeutend wird, man kann aber auch den Damm dränieren oder verdichten oder andere Massregeln ergreifen. Welche Massregeln gewählt werden sollen ist eine Kostenfrage. Es ist selbstverständlich, dass eine eingehende Kenntnis der hydrologischen Eigenschaften der Böden notwendig ist, wenn der Bau eines Erddammes auf die zweckmässigste Weise soll durchgeführt werden können.

Unterstehend sind einige Gesichtspunkte angeführt worden die meiner Meinung nach beim Bau von Erddämmen beachtenswert sind, sowohl mit Rücksicht auf den Boden, worauf der Erddamm gelegt wird, als auch auf den Damm selbst.

Der Grund muss durch Bohrungen sorgfältig untersucht werden, besonders in Betracht dass das Material zum Erddamm gewöhnlich an Ort und Stelle genommen wird. Eine solche Untersuchung muss in einer Charakterisierung der vorkommenden Böden bestehen, deren Mächtigkeit auf Profilzeichnungen einzutragen ist.⁵⁾ Quartärgeologische Ausbildung ist hierbei, wenn nicht notwendig, so doch von grossem Wert sowohl bei der Wahl geeigneter Bohrpunkte als auch bei Extrapolierungen und Interpolierungen.

Gleichzeitig mit den Bohrungen muss die Durchlässigkeit der verschiedenen Böden, wo dies notwendig erscheint, bestimmt werden, wie beim Vorhandensein gröberer, wasserdurchlässiger Sandböden, einiger Torfböden und auch bei feinkörnigen Böden, die von wasserführenden Rissen in den oberen Schichten (der ausgetrockneten Kruste) durchgezogen sein können. Dies gilt besonders für Gylltja und Ton-Gylltja aber auch einigermaßen für schwere Tonne, also im allgemeinen stark schrumpfende Böden.⁶⁾

5) Siehe hierüber näheres: *Ekström, G.*: Klassifikation av svenska åkerjordar (Klassifikation schwedischer Ackerböden) Sv. Geol. Unders., Ser. C, N: r 345, Aersbok 1926.

6) Betreffs Rissbildung siehe: *Ekström, G.* und *Floodkvist, A.*: Hydrologiska undersökningar av åkerjord inom Örebro län (Hydrologische Untersuchungen von Ackerböden in Örebro Län), Sv. Geol. Unders., Ser. C, N: r 334, Aersbok 1925.

Was diese letzteren feinkörnigen, rissführenden Böden betrifft, muss natürlich die Durchlässigkeit in natürlicher Lagerung untersucht werden. Eine naheliegende Methode, die auch von mehreren angewandt wurde, ist die Wasserdurchlässigkeit in Bodenproben zu bestimmen, deren natürliche Struktur behalten worden ist. Da die Probestücke indessen nur von begrenzter Grösse sein können, weichen die einzelnen Ergebnisse bezüglich der rissführenden Böden beträchtlich von einander ab, weshalb eine sehr grosse Anzahl Proben notwendig sind, um einen einigermaßen richtigen Durchschnittswert zu erhalten. Für die Torfböden ist diese Methode mit gutem Erfolg von C. Malmström angewandt worden und in Mitteilungen aus der forstlichen Versuchsanstalt Schwedens⁷⁾ beschrieben, wo auch der angewandte Apparat abgebildet ist.

Ein von mir angewandtes Verfahren ist, bei hohem Grundwasserstand Bohrlöcher mit ziemlich grossem Durchmesser, nicht kleiner als 1 dm, zu bohren, da infolge Ungleichmässigkeiten im Boden die wasserdurchlässige Fläche so gross wie möglich genommen werden muss. Nachdem die Wasserfläche im Bohrloche sich auf dem Grundwasserspiegel im umgebenden Boden eingestellt hat, wird das Bohrloch schnell ausgepumpt und der Zufluss per Zeiteinheit gemessen, wobei zu beachten ist, dass die Zuflussgeschwindigkeit im ersten Momente nach der Entleerung als Mass genommen wird, welcher Wert durch Extrapolierung aus einer Serie Ablesungen erhalten werden kann. Der Durchlässigkeitskoeffizient kann hieraus leicht berechnet werden, da der Wasserdruck in jedem Punkt der Wandfläche des Bohrloches gleich dem ursprünglichen hydrostatischen Druck gesetzt werden kann und die ganze Wandfläche unter dem Grundwasserniveau als wasserdurchlässig zu betrachten ist, weil es noch nicht zu einer trichterförmigen Absenkung der Grundwasserfläche gekommen ist. Diese Methode habe ich in den letzten Jahren in Tonböden angewandt und dabei recht gute Resultate erzielt.

Bei der angegebenen Methode erhält man die Durchlässigkeit zwar nicht nur in horizontaler Richtung, sondern auch in vertikaler, besonders weil auch durch die Bodenfläche des Bohrloches Wasser emporquillt. In den meisten Fällen dürfte jedoch die Durchlässigkeit homogener Bodenarten in horizontaler und vertikaler Richtung dieselbe sein. Nur wenn es sich um die oberen Schichten handelt, von der Oberfläche bis auf etwa 1 m Tiefe, kann die vertikale

7) *Malmström, C: Våra torvmarker ur skogsdikningssynpunkt (Unsere Torfböden vom Standpunkte der Forstdränierung) Meddelande från Statens Skogsförsöksanstalt 1928, H. 24.*

Durchlässigkeit vielfach grösser sein als die horizontale. Nach meinen Beobachtungen kommt es vor, dass die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung in Tonen, infolge des gewöhnlichen Vorkommens von Wurmlöchern, bis auf 100 mal grösser ist als in horizontaler Richtung. Bei Bestimmungen in nicht tiefen Bohrlöchern muss deshalb der Boden des Bohrloches gedichtet werden, was leicht durch Einstampfen einer plastischen Tones geschehen kann. Ein Zuschmieren der wasserführenden Risse beim Bohren scheint nicht zu befürchten zu sein. Die Löcher sind mit einem Bohrer von Standardtyp ausgeführt worden.

Sollte die Ablagerung aus Sand oder fliessenden Böden (s. g. Fliessböden) bestehen, so ist es in den meisten Fällen nicht möglich, ein Bohrloch unter Grundwasserfläche offen zu halten. In diesem Falle muss man das umständlich Verfahren des Bohrens nach der Spülmethode und mit Futterrohr ergreifen.

Die letztgenannte Methode mit Futterrohr ist von mir bei Durchlässigkeitsversuchen bei einer Gelegenheit gebraucht worden. Es handelte sich darum, ob eine von einer Tonschicht überlagerte Sandschicht bei einer Kanalisierung zu einer solchen Tiefe, dass die Sandschicht im Boden des Kanals bloss gelegt würde, liegen bleiben würde, oder ob man befürchten müsse, dass der Sand mit dem in der Sandschicht dahinfließenden Grundwasser fortgerissen werden würde. Es wurde deshalb ein mit Futterrohr ausgekleidetes Bohrloch zur Sandschicht hinunter gebohrt. Der Wasserspiegel konnte im Rohre steigen, bis Gleichgewicht eingetreten war, wodurch man ein Mass des hydrostatischen Druckes des Grundwasserstromes erhielt. Durch Pumpen wurde danach die Wasserfläche im Rohre um einen gewissen Betrag gesenkt und der Zufluss dabei gemessen. Durch successives Senken der Wasserfläche wurde bei einem gewissen Unterdruck ein so starker Zufluss erhalten, dass der Sand fortgerissen wurde. Aus dem erhaltenen Versuchsdaten konnte man darauf schliessen, dass das projektierte Unternehmen nicht rätlich sei, da ein grösserer Unterdruck beim Blosslegen der Sandschicht während der Kanalisierungsarbeit entstanden wäre.

Gilt die Untersuchung den oberhalb der Grundwasserfläche liegenden Schichten, so dürfte ein entgegengesetztes Verfahren anwendbar sein, d. h. anstatt Wasser aus dem Bohrlöchern zu pumpen, Wasser einzugiessen und die Infiltrations geschwindigkeit bei einem gewissen Wasserdruck zu konstatieren, auch hier in dem ersten Moment derselben. In dieser Weise kann die Permeabi-

lität, wenn auch nur ungefährlich und relativ, berechnet werden. Es ist notwendig, die Infiltration im ersten Moment des Versuches zu bestimmen, u. a. weil es nicht möglich ist festzustellen, wie weit das Wasser nach einer gewissen Zeit in den umgebenden Boden eingedrungen ist, d. h. die Mächtigkeit der durchsickerten Schicht kann nicht bestimmt werden. Eine besondere Apparatur, wie Freckman und Janert empfohlen haben,⁸⁾ dürfte nicht erforderlich sein.

Bezieht sich die Untersuchung auf Sandböden, wo die Einwirkung der Kapillarität beträchtlich sein kann, so muss eine Reduktion für die Einwirkung der kapillaren Infiltration gemacht werden. Der herrschende hydrostatische Druck im Bohrloch muss dann um den Kapillardruck des Bodens erhöht werden, was also eine besondere Bestimmung desselben notwendig macht. Dieselbe lässt sich indessen nach einer von G. Beskow ausgearbeiteten Methode schnell ausführen.⁹⁾

In Tonböden, in denen die Bewegung des Wassers nur in Rissen erfolgt, dürfte dieselbe nicht von so kleiner Grössenordnung sein, dass die kapillare Wirkung in Betracht zu ziehen ist. Jedenfalls dürften die kleinsten Risse nur eine untergeordnete Rolle für die Wasserführung spielen.

Die nächste zu entscheidende Frage ist, ob die so berechnete Wasserdurchlässigkeit des Bodens oder des Erddammes für den Bestand der Anlage nicht zu gross sei. Für diese Entscheidung fehlen noch immer sichere Grundlagen.

Die grösste Gefahr einer zu grossen Durchlässigkeit dürfte wohl darin liegen, dass bei genügender Stromgeschwindigkeit Material vom Strome mit fortgerissen wird, entweder auf die Weise dass das Wasser in den Rissen des Bodens dieselben durch Erosion erweitert oder in Sandböden den Sand aufschlämmt und wegführt, was in beiden Fällen zum vollsändigen Durchbruch führen kann. Abgesehen davon, dass es mit grossen Schwierigkeiten vereint sein dürfte, die Stromgeschwindigkeit in den einzelnen wasserführenden Kanälen, Rissen oder Poren des Bodens zu bestimmen, da hierfür nicht nur eine Bestimmung der Querschnittsfläche sondern auch eine Bestimmung der Mächtigkeit des an den Wänden der Poren haftenden Absorptionswassers gemacht werden muss, um den effektiven Porenquerschnitt zu erhalten, lässt uns diese Verfahrens-

8) *Der Kulturtechniker*, 1924, II. 3.

9) *Beskow, G.*: Om Om Jordarternas kapillaritet. En ny metod för bestämning av kapillärkraften eller den kapillära stighöjden (Von der Kapillarität der Böden. Eine neue Methode zur Bestimmung der Kapillarkraft oder der kapillaren Steghöhe), Sv. Geol. Unders., Ser. C, N: r 356, Aersbok 1930.

weise nicht desto weniger im Stiche, da die kritischee Stromgeschwindigkeit für verschiedene Böden variierende Werte hat. Am sichersten scheint es, eine Methode auszufinden, mittels der in jedem Falle direkt geprüft werden könnte, ob Gefahr für Aufschlammung vorliege.

Im Vorstehenden ist ein Beispiel einer solchen direkten Prüfung der Gefahr des Aufschlammens erwähnt. In diesem besonderen Falle konnte eine experimentelle Prüfung auf die angegebene Weise vorgenommen werden, da die fragliche Sandschicht tief unter der Grundwasserfläche lag, weshalb ein genügender Unterdruck durch Pumpen erreicht werden konnte. Ob es möglich ist, einen Apparat mit Sauganordnung zu konstruieren, mit dem man den erforderlichen Unterdruck in solchen Fällen erzeugen kann, wo die Sandschichten näher der Grundwasserfläche liegen, sei dahingestellt.

Wenn es sich um Sandböden handelt — und es sind hauptsächlich Sanddämme, bei denen Durchbrüche auf die erwähnte Weise entstehen — können im allgemeinen Laboratoriumsmethoden angewandt werden. Die Änderungen der natürlichen Struktur, welche die Behandlung der Böden im Laboratorium mit sich bringt, dürften bei einem sorgfältig ausgeführten Einbringen des Sandes in den Apparat von keiner grösseren Bedeutung sein, wenigstens nach den guten Uebereinstimmungen zu beurteilen, die wiederholte Versuche mit Sandböden gewöhnlich ergeben. Für laboratoriummässige Prüfung der Durchlässigkeit von Sandböden dürfte die von Terzaghi angegebene Methode zu empfehlen sein.¹⁰⁾ Möglicherweise muss der Apparat doch unempfindlicher gegen Temperaturschwankungen gemacht werden, um für kleine Geschwindigkeiten geeignet zu sein.

Handelt es sich bei der Untersuchung über die Durchlässigkeit eines Tonmaterials, das für Abdichtung verwendet werden soll, um die Frage inwieweit z. B. eine Einmischung von Sand auf die Durchlässigkeit einwirke oder inwieweit der ursprüngliche Wassergehalt des Tonmaterials dieselbe beeinflusse, so soll diese Untersuchung auf das Studium der Bedingungen für die Spaltenbildungen abzielen, weil ja das gefährliche Leck immer von entstehenden Spalten verursacht wird. Zu grosser Druck im Verhältnis zur Festigkeit des Tonmaterials ist eine gewöhnliche Ursache der Spaltenbildung und macht sich durch eine plötzliche Steigerung der Durchlässigkeit während des Versuches bemerkbar.

10) Terzaghi, K.: Erdbaumechanik, S. 114, Leipzig 1923.

Die Frage bezüglich der Gefahr des Aufschlammens ist meines Wissens nicht näher untersucht worden, aber es scheint mir keine Schwierigkeit vorzuliegen, den Wasserdruck laboratoriumsmässig festzustellen, wobei die Stromgeschwindigkeit so gross wird, dass eine Trübung des durchströmenden Wassers auftritt.

Eine von der Permeabilität freistehende Eigenschaft der Böden, die auch beachtenswert ist, nämlich die Eigenschaft, die gewisse feinkörnige Böden haben — leicht mit Wasser übersättigt zu werden und in einen trägflüssigen Zustand zu kommen — soll schliesslich hier berührt werden.

Diese Erdarten sind offenbar unsicher als Dammbaumaterial, teils aus dem Grunde, dass leicht Rutschungen in den Böschungen des Erddammes stattfinden, teils weil sie sehr leicht verschlammten. Entwässerungsrohre, die eventuell in einem von derartigen Böden gebauten Damm eingelegt worden sind, werden leicht verstopft, wenn nicht besondere Massregeln zur Isolierung ergriffen werden.

Selbstverständlich ist es wichtig, methodisch entscheiden zu können, ob derartige Fliess-Böden vorliegen. Eine ganz gute qualitative Methode ist diejenige, in einem Gefäss den Boden mit Wasser bis auf volle Sättigung zu verrühren und das Gefäss leichten Stössen auszusetzen, wobei eine charakteristische vibrierende Bewegung der Erdmasse entsteht. Für eine objektive Charakterisierung kann man von der Tatsache ausgehen, dass die Fliess-Böden Uebergangsformen zwischen Sand und schweren Tonen bilden. Feinmo, Schluff und Schlufflehm sind also die Böden, die eine ausgesprochene Neigung zum Fliessen haben. Die Grenze gegen Sand kann bei Feinmo oder näher bestimmt bei Böden mit einer Kapillarität von etwa 1 m angenommen werden und die Grenze gegen die feinkörnige Seite hin kann bei sogenanntem schwererem Mittelton, welcher eine Hygroscopicitätszahl von etwa 5,5 hat (Hygroscopicität nach Mitscherlichs Methode) gesetzt werden.

Es bleibt die Frage, wie die auf dem Bauplatz oder im Laboratorium erhaltenen Werte der Durchlässigkeit und der Neigung zum Aufschlammten der Böden, welche unter hydrostatischen Versuchsbedingungen erhalten worden sind, zu den im Erddamme zu herrschenden hydrodynamischen Verhältnissen umgerechnet werden sollen. Diese Frage gehört aber zunächst zur Frage 2 b) des Programmes und wird nicht hier behandelt.

Eine nähere Beschreibung bereits ausgeführter Dämme mit einer genauen Charakterisierung der als Baumaterial angewandten

Böden wäre ein sehr wertvolles empirisches Material, das vorläufig, bis unsere Kenntnis über die Wasserbewegung im Boden vollkommener wird, ein besseres Baufundament abgeben könnte als theoretische Herleitungen.

Simon Johansson.

SUMMARY

I.

Having stated that there is but little experience in Sweden in building large earthen dams, the author mentions that most of these are filled dams, rock fill in the air slope and earth fill in the water slope. They are often filled out with hard-pan, a natural mixture of gravel and clay, which generally is nearly watertight.

For testing the earthen material one has generally used methods proposed by the Geotechnical Commission of the Swedish State Railways, i. e. determination of moisture, strength and fineness. Especially for the determination of the strength the cone-test used by the Commission is described. By the calculation of the stability, sliding on curved surfaces may often be assumed. A special study of the author concerning such calculation is mentioned. A special boring-tool used for getting undisturbed samples of earth by boring and designed by J. Olsson, C. E. is mentioned. Concerning tests on capillarity a method of G. Beskow is mentioned. Some results of such tests are given, especially the connection between the capillarity and the tendency of freezing. Some tests of the material for the earthen dam at the power plant Niwa 2 on the Cola-peninsula in Russia, carried out by Aktiebolaget Vattenbyggnadsbyrån (VBB), consulting engineers, in Stockholm, are described.

The tests mentioned in the report refer to:

1. Moisture.
2. Strength (relative).
3. Strength (cohesion).
4. Angel of friction (at different normal pressures).
5. Fineness (relative).
6. Capillarity.
7. Grading (sieve-tests and sedimentation tests).

By a classification of the results obtained from tests, at which the methods described have been used, it is to be hoped that a statistical material will be compiled, which in a future will enable us to draw more definite conclusions.

II.

The methods presented are partly field methods and partly laboratory methods. The former must be used when examining the ground upon which the dam is to be constructed, because the permeability is depending upon the fissures in the soil. Therefore the soil and its structure must be examined in the field. when the beds to be studied are lying below the surface of the ground water, pumping experiments should be made, and when the layers occur above said surface infiltration experiments should be used. The diameter of the borings ought to be fairly wide. The rapidity of the confluence of water in the hole or the rate of infiltration in the beginning moment is taken as a measure of the permeability. This value will be obtained by proportioning from a series of determinations.

In studies concerning the permeability of the material in the dam ordinary laboratory methods may be used. If the material is clay, the studies should be concentrated to the conditions of formation of fissures, which arise in a clay packing, when the cohesion is insufficient to resist the pressure of the water.

RESUME

I.

L'auteur constate le peu d'expérience que l'on a en Suède des barrages en terre; la plupart de ceux-ci sont remblayés d'enrochements du côté aval et de terre du côté amont. Les barrages en terre proprement dits sont souvent exécutés en gravier argileux (moraine de glacier), qui est le résultat d'un mélange naturel presque étanche de pierres, de sable et d'argile.

Pour les essais de terres, on se sert des méthodes proposées par le Comité Géotechnique des Chemins de Fer de l'Etat, qui permettent de déterminer la teneur en eau, la résistance et le degré de finesse des terres. L'auteur fait une description de «l'essai de cône» employé par le Comité pour déterminer la résistance. Souvent dans le calcul de stabilité on suppose un éboulement par glissement suivant des surfaces cylindriques; le rapport signale un travail de l'auteur, qui traite ce sujet spécial. Pour pouvoir retirer des échantillons de terre intacts, il y a avantage à user d'un appareil de sondage spécial construit par M. J. Olsson. Au sujet des essais de capillarité, le rapport mentionne une méthode de M. G. Beskow et cite certains résultats de ces essais, où on a relevé principalement le rapport entre la capillarité et la propriété de la terre congelée à se boursouffler. On retrouve une description de certains essais faits sur un barrage en terre de l'installation hydro-électrique Niwa 2 dans la presqu'île de Kola en Russie. Ces recherches ont été exécutées par la «Aktiebolaget Vattenbyggnadsbyrån (VBB)», société d'ingénieurs-conseils à Stockholm.

Le rapport énumère une série d'essais pour déterminer:

1. La teneur en eau.
2. La résistance relative («l'essai de cône»).
3. La résistance au cisaillement (cohésion).
4. L'angle de frottement des terres (à différentes pressions suivant la normale).
5. Le degré de finesse (relatif).
6. La capillarité.
7. La grosseur de grains (essais de tamisage et des analyses de sédimentation).

Si on assemble et étudie les résultats d'essais provenant de barrages en terres où les éléments du matériau ont été examinés d'après les méthodes énumérées ci-dessus, on pourra peu à peu arriver à en tirer des conclusions plus sûres.

II.

Les méthodes présentées doivent être effectuées soit à l'emplacement de l'ouvrage, soit au laboratoire. Il faut employer les premières, quand on veut examiner le terrain à l'emplacement de l'ouvrage futur, parce que la perméabilité du sol dépend beaucoup des fissures qui s'y trouvent. Par conséquent, on étudiera sur place le terrain et sa structure. Pour l'examen des couches sous-jacentes en dessous de l'eau souterraine, il faut faire un essai de pompage. Pour étudier les couches supérieures il faut avoir recours à un essai d'infiltration. Le diamètre de sondage doit être assez grand. La rapidité avec laquelle l'eau retourne au sondage ou bien le degré d'infiltration, mesurés tous deux dès le début, déterminent le degré de perméabilité; celui-ci s'obtient par extrapolation d'une série d'observations.

Pour l'examen de la perméabilité des éléments d'un barrage, on peut se servir des méthodes ordinaires employées au laboratoire. S'il s'agit d'argile, l'essai doit surtout viser l'examen des possibilités de fendillement, ce qui peut aisément se faire dans une couche d'étanchement d'argile où la cohésion n'est pas suffisante pour assurer la résistance à la pression de l'eau.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 24

**Untersuchungsmethoden, um festzustellen,
ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau
eines Erddammes eignet**

H.E. GRUNER und R. HAEFELI

INHALT.

<i>I. Einleitung.</i>	165
<i>II. Werte die durch Versuche zu bestimmen sind.</i>	166
<i>III. Beschreibung der Versuchsmethoden und Instrumente</i> ..	168
<i>IV. Zusammenfassung</i>	189

I. EINLEITUNG.

In Anbetracht der bei Erddämmen erforderlichen Kubaturen kann es sich nur in den seltensten Fällen darum handeln, für ein gegebenes Profil das passende Material auszusuchen als vielmehr umgekehrt: das richtige Profil für ein gegebenes Material zu wählen. Damit ergibt sich die wichtigste Voraussetzung jeder sachgemässen Projektierung: Die gründliche Kenntnis des Materials.

Die bodenphysikalischen Untersuchungsmethoden, die ursprünglich mehr auf die Ziele der Landwirtschaft eingestellt waren, wurden im Laufe der letzten Jahrzehnte durch bahnbrechende Forschernamentlich in Deutschland, Oesterreich, Amerika und Schweden wesentlich erweitert und den Bedürfnissen der Projektierung angepasst. Zur vollen Realisierung der neuen Erkenntnisse ist jedoch mit der begleitenden Arbeit wissenschaftlicher Laboratorien noch nicht alles getan. Es genügt auch nicht, durch einige Voruntersuchungen die grundlegenden Koeffizienten der Projektierung zu beschaffen, sondern es ist ferner dafür zu sorgen, dass die Voraussetzungen des Projektes bei der Ausführung erfüllt werden. Die häufig stark wechselnden Qualitäten des Erdmaterials sowie die Notwendigkeit, diese Bodenarten je nach ihrer Qualität in verschiedener Weise zu verwenden oder gar auszuschneiden, verlangt eine kontinuierliche Kontrolle der Materialien. Eine solche Kontrolle kann nur auf Grund bodenphysikalischer Untersuchungen erfolgen. Bei der Erstellung von Wasserbauten mit Dämmen und Kanälen ist deshalb der Schaffung einer örtlichen Prüfstelle für Erdmaterial eine ähnliche Bedeutung beizumessen, wie den üblichen Laboratorien für Zement und Beton.

Der vorliegende Aufsatz bezweckt, einige Anregungen zur Einrichtung solcher Prüfstellen zu geben. Ausgehend von den beim Bau des Rheinkraftwerkes Albrück-Dogern gemachten Erfahrungen, wurden Methoden und Instrumente ausprobiert, welche eine rasche und genügend genaue Untersuchung des Erdmaterials hinsichtlich seiner wichtigsten Eigenschaften als Baumaterial ermöglichen. Dabei ist zu bemerken, dass die hier vorgeschlagenen Methoden keinen Anspruch auf die in wissenschaftlichen Versuchsanstalten erreichbare Genauigkeit erheben. Dementsprechend sind solche Prüfstellen nicht als Ersatz oder Konkurrenz der letzteren, sondern vielmehr als deren notwendige Ergänzung aufzufassen, lediglich dazu berufen, die dort gewonnenen Erkenntnisse in Praxis umzusetzen.

II. WERTE, DIE DURCH VERSUCHE ZU BESTIMMEN SIND.

Bei der Projektierung von Erddämmen kommt es insbesondere auf folgende Materialeigenschaften an:

1. — Spezifisches Gewicht, Raumgewicht und Porenvolumen, um dadurch die Grundlagen für die Belastungsverhältnisse der Konstruktion zu gewinnen.

2. — Kornzusammensetzung, welche die Klassifizierung der Materialien hinsichtlich der Feinheit ihrer Körnung gestattet. Gleichzeitig ermöglicht die Kenntnis der Körnung einige Rückschlüsse allgemeiner Natur betreffend die übrigen Eigenschaften des Materials, insbesondere der Scherfestigkeit und der Durchlässigkeit.

3. — Der Winkel der inneren Reibung der kohäsionslosen und die Scherfestigkeit der kohärenten Materialien, um die für die Stabilitätsberechnung der Böschung massgebenden Reibungskoeffizienten zu ermitteln.

4. — Zusammendrückbarkeit der kohärenten Materialien, um Anhaltspunkte über den Verlauf der Setzungen sowie über die Aenderungen des Raumgewichtes, des Wassergehaltes, der Porenziffer und der Scherfestigkeit in Funktion des Druckes zu erhalten. Die Kenntnis der Verdichtungskurve ermöglicht ferner die indirekte Bestimmung der Durchlässigkeitsziffer und deren Aenderung mit dem Drucke.

5. — Durchlässigkeit, um dadurch die Grundlage für die Berechnung der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, der Sicker Mengen und der Geschwindigkeitsverhältnisse des Sickerwassers zu gewinnen. Letztere sind massgebend für die Beurteilung der Gefahr von Auswaschungen.

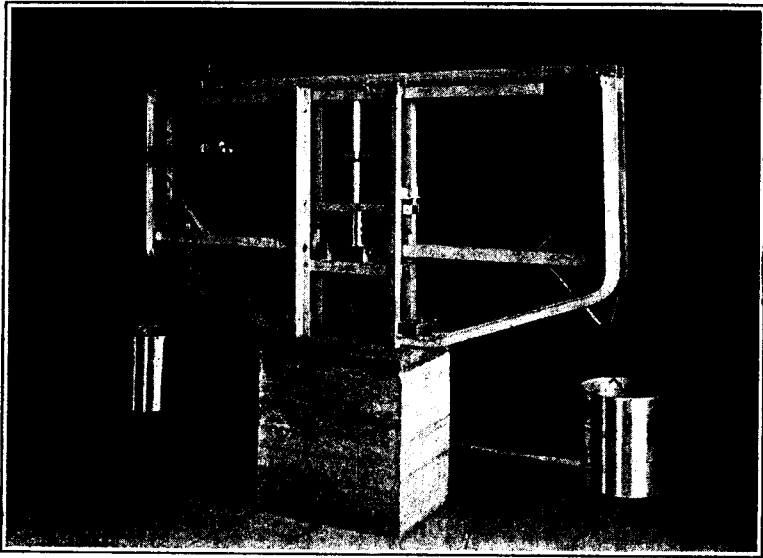
Es sei daran erinnert, dass nach Terzaghi die unter 3) und 4) behandelten Eigenschaften der Tone in hohem Masse mit der Schuppenform der Tonteilchen zusammenhängen, wobei die schuppenförmigen Teilchen insbesondere unter den feinsten Körnern vorherrschen. Der Mechanismus dieses Zusammenhanges ist durch die Forschungen von Terzaghi, Gilboy, Goldschmid u. a. m. abgeklärt worden. Demnach lässt sich die grosse Zusammendrückbarkeit und das bedeutende Wasserhaltungsvermögen der Tone zurückführen auf das Vorwalten der schuppenförmigen Mineralbestandteile, die sich bei zunehmendem Druck senkrecht zur Druckrichtung einstellen. Die Plastizität und die geringe innere Reibung ist an 2 Bedingungen geknüpft: Das Vorhandensein einer festen Phase mit einem beträchtlichen Prozentsatz von Mineralbestandteilen mit Schichtgitterstruktur (Mineralschuppen) und einer flüssigen Phase mit bipolaren Molekülen, (z. B. Wasser) welche sich infolge der kräftigen elektrischen Feldwirkung der Spaltflächen mit ihren Achsen senkrecht zu den letzteren anordnen.¹⁾

1) Redlich-Terzaghi-Kampe : Ingenieurgeologie St. 340 und ff.

III. BESCHREIBUNG DER VERSUCHSMETHODEN UND INSTRUMENTE.

Die nachstehend beschriebenen Methoden und Instrumente dienen ausschliesslich der Bestimmung der unter 1 — 5 (Kap. II) erwähnten Materialeigenschaften. Die erste Anregung zu diesen

Fig. 1. — a) Schub- und Verdichtungsapparat.



Versuchen ergab ein Besuch der preussischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau in Berlin.

1. — Zur Bestimmung des *spezifischen Gewichtes* dient das Volumenometer von Schumann. Die Ermittlung des *Raumgewichtes* erfolgt auf Grund geeichter Gefässe, wobei verschiedene Arten der Einfüllung der Materialien berücksichtigt werden. Um dem Einfluss des Druckes bezw. der Zusammendrückung des feinkörnigen Materials auf das Raumgewicht und das Porenvolumen festzustellen, wird der Schub- und Verdichtungsapparat (Fig. 1a, Lichtbild) benützt (vergl. Abschnitt 4b S. 16).

2. — *Die Korzusammensetzung* wird bei reinen sandigen Bö-

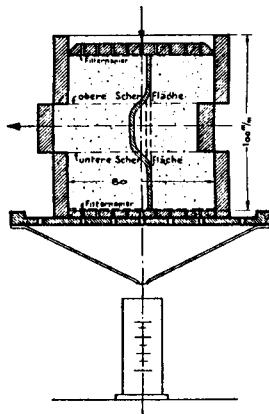
den auf Grund der Siebanalyse, bei bindigen Böden durch Kombination von Schlamm- und Siebanalyse ermittelt.

Das nachfolgend beschriebene, einfache Sedimentierungsverfahren gestattet die Unterscheidung folgender Teile:

1. — Teile grösser als 20 μ .
2. — Teile zwischen 2 und 20 μ .
3. — Teile kleiner als 2 μ .

1
Worin $\mu = \frac{\quad}{1000}$ mm bedeutet.

Fig. 1b) ZYLINDER A
(SCHEMATISCH)



Dabei ist zu beachten, dass man auf Grund von Sedimentierungsmethoden stets nur eine Trennung nach dem äquivalenten Korndurchmesser erhält, d. i. der Durchmesser einer Kugel, welche mit derselben Geschwindigkeit zu Boden sinkt, wie ein schuppenförmiges Korn. Nach den Messungen von Terzaghi und Atterberg kann der wirkliche Korndurchmesser mehr als das doppelte des äquivalenten betragen.

Zunächst werden die Teile feiner als 20 μ (0,02 mm) mit Hilfe des in Fig. 2a dargestellten mit Heber versehenen Glaszylinders abgeschlämmt, wobei für Teile mit einem äquivalenten Korndurchmesser von 20 μ die zum Durchsinken der 20 cm hohen Wassersäule nötige Zeit bei einer Wassertemperatur von $T = 15^\circ\text{C}$ nach der Formel von Stockes ca. 10 Min. beträgt (vgl. Fig. 2a).

Nach Ablrennung der Teile feiner als 20 μ wird der Rück-

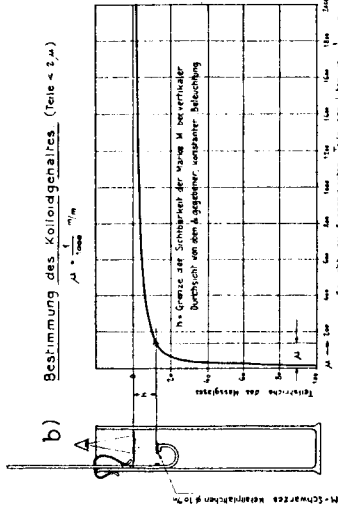
stand getrocknet, gewogen und durch die Siebanalyse in weitere Fraktionen unterteilt.

Bei stark kolloidalen Bodenarten kann der Prozentgehalt an Teilen feiner als 20μ noch sehr hoch sein, d. h. 50 % und mehr betragen. In diesem Falle erscheint es wünschbar, die Analyse der feinsten Teile fortzusetzen, deren Kenntnis insbesondere bei der Beurteilung der Zusammendrückbarkeit, der Scherfestigkeit und der Durchlässigkeit von Interesse ist. Ausgehend von der in der Bodenkunde üblichen Definition des Kolloidschlammes nach Atterberg, wonach man darunter diejenigen Teile versteht, die kleiner sind als 2μ , kann man die durch obiges Schlämungsverfahren erhaltene Suspension dazu verwenden, durch Sedimentation mit entsprechend veränderter Sinkzeit jene Teile auszuschcheiden, die kleiner sind als 2μ . Zu diesem Zwecke füllt man den Schlämzylinder mit der Suspension bis zur oberen Marke, wobei die Zimmertemperatur 15°C betragen soll und hebert anstatt nach 10 Minuten erst nach 16 Stunden ab. Zur raschen Untersuchung des Kolloidgehaltes der abgeheberten Trübung wird ein optisches Verfahren angewendet (vgl. Fig. 2b), das auf Grund einer Kurve, welche die Abhängigkeit der Durchsichtigkeit der Trübung vom Kolloidgehalt darstellt, eine direkte Ableseung des Gewichtes der suspendierten Teile $0 - 2 \mu$ pro Liter der Suspension gestattet.

3. — *Der Winkel der inneren Reibung* der kohäsionslosen Materialien wird in der klassischen Erddrucktheorie mit dem natürlichen Böschungswinkel identifiziert. Diese Annahme ist deshalb ungenau, weil im Innern eines Materialhaufens eine bedeutend dichtere Struktur vorhanden ist, als an seiner Oberfläche und die innere Reibung mit der Strukturdichte zunimmt. Demgemäss behält der natürliche Böschungswinkel als unterer Grenzwert des Winkels der inneren Reibung seine praktische Bedeutung. Er kann auf dem Bauplatz an grösseren Materialhaufen beobachtet werden, sofern dieselben aus reinem kohäsionslosem Material bestehen. Von der genauen Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von Kiessanden wurde in diesem Feldlaboratorium abgesehen und diese Untersuchungen den grossen wissenschaftlichen Versuchsanstalten zugewiesen.

Bei Sanden kann der natürliche Böschungswinkel an Hand kleiner Materialhaufen im Laboratorium des Bauplatzes für verschiedene Feuchtigkeitsgrade ohne Schwierigkeiten ermittelt werden. Die Abhängigkeit des Winkels der inneren Reibung trockener,

②



Formel von Stokes

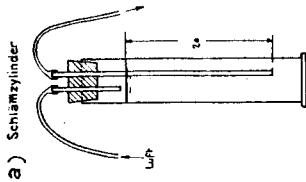
$$v = 0,055 \frac{\rho - \rho_f}{\eta} \cdot d^2 \cdot g$$

ρ = spez. Gewicht der Partikelchen
 ρ_f = spez. Gewicht der Flüssigkeit
 η = Viskosität der Flüssigkeit

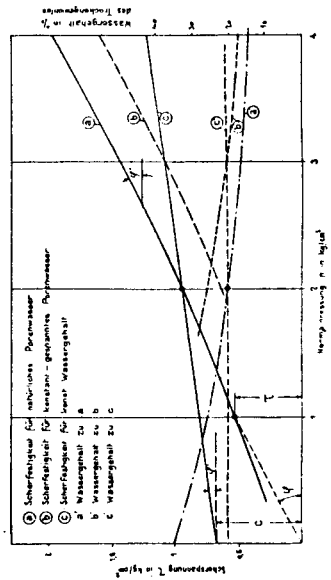
für $\rho = 2,65$ $\rho_f = 1,0$
 $\eta = 1,155 \cdot 10^{-3}$ g/cm²sec (bei T = 15°C)
 $v = 0,875 \cdot 10^{-6} \cdot d^2$

für $d = 2 \cdot 10^{-5}$ m $v = 3,5 \cdot 10^{-7}$ cm/sec
 für $h = 20$ cm $Z = \frac{h}{v} = \frac{20}{3,5 \cdot 10^{-7}} = 570$ sec = 9 1/2 Min

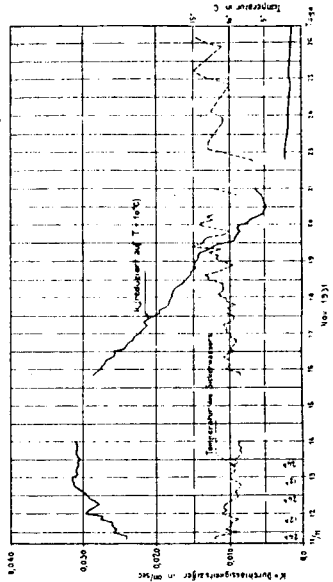
6 Terraph., Erdbebenmechanik S. 33



c) Darstellung der Scherfestigkeit



d) Durchlassigkeit eines Sandes in Funktion der Zeit



kohäsionsloser Sande wurde von Terzaghi eingehend behandelt¹⁾. Terzaghi weist darauf hin, dass zur Erreichung zuverlässiger Resultate die Verwendung von Stahlrosten notwendig ist. Solche Roste können z. B. in den nachfolgend beschriebenen Schub- und Verdichtungsapparat eingesetzt werden, womit derselbe gleichzeitig die Bestimmung des Winkels der innern Reibung kohäsionsloser Sande ermöglicht.

Bei der Bestimmung der *Scherfestigkeit* handelt es sich gewöhnlich um homogene kohärente Bodenarten wie Lehme oder Tone. Nur für feinkörnige Materialien kann an Hand kleiner Proben die Scherfestigkeit zuverlässig ermittelt werden. Zur Durchführung der Versuche benützen wir den in Fig. 1a im Lichtbild dargestellten Schub- und Verdichtungsapparat, der im wesentlichen aus folgenden Teilen besteht:

A. — Einem dreiteiligen Messingzylinder (Fig. 1b St. 5) von 8 cm innerem Durchmesser und 10 cm Höhe (Inhalt = 500 cm³). Der obere und untere Teil dieses Zylinders sind auf 2 Seiten starr miteinander verbunden. Dazwischen befindet sich ein genau eingeschliffener horizontal verschieblicher Ring. Der Zylinder wird oben und unten durch satt eingepasste, gelochte und mit Filterpapier versehene Metallplatten geschlossen, welche den freien Austritt des überschüssigen Porenwassers gestatten.

B. — Der vertikalen Belastungsvorrichtung, bestehend aus Gewichtsplatten, Hebel und Druckstempel, welcher letzterer zentrisch auf dem Deckel des Zylinders A aufsitzt.

C. — Der horizontalen Belastungsvorrichtung, bestehend aus 2 ausbalancierten, symmetrischen Winkelhebeln, welche die Scherkräfte mittelst Stahlbändern auf den querverschieblichen Ring des Zylinders A übertragen und 2 Behältern aus Aluminium zur Aufnahme der Wasserlast.

Bevor wir den Versuchsvorgang beschreiben, müssen wir einige prinzipielle Erläuterungen über die Scherfestigkeit vorausschicken.

Als Grundlage für die Beurteilung der Scherfestigkeit bindiger Böden gilt die schon von Coulomb aufgestellte Beziehung:

$$1) \quad \tau = c + p \cdot \operatorname{tg} \varphi' = c + p \cdot f$$

¹⁾ Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik. St. 520 und ff. Herausgegeben von Prof. Dr. F. Auerbach und Prof. Dr. W. Hort, Bd. IV, 2 Hälfte; Technische Physik der festen Körper 1934.

Darin bedeutet:

τ = die zur Herbeiführung der Gleitung erforderliche Scherspannung,

c = der durch die Kohäsion erzeugte spezifische Scherwiderstand,

p = Normalspannung,

φ' = Winkel der innern Reibung,

f = Ziffer der innern Reibung,

Die praktische Anwendung dieser Formel wird durch den Umstand erschwert, dass für ein gegebenes Material weder die Kohäsion (c) noch der Winkel der innern Reibung (φ') feste Größen sind. Beide Werte sind in hohem Masse vom Wassergehalt abhängig. Bei der Kohäsion kommt es ferner darauf an, ob sich der Boden in gewachsenem oder gestörtem Zustand befindet, ob der Versuch im Trockenen (scheinbare Kohäsion) oder unter Wasser (echte Kohäsion) vorgenommen werde etc.

Für eine gegebene Konsistenz des Materials lässt sich bei unverändertem Wassergehalt die Scherfestigkeit nach Gl. 1) durch eine Gerade darstellen (vgl. Fig. 2c). Die allgemeine Ermittlung der Scherfestigkeit, deren Abhängigkeit vom Druck und vom Wassergehalt sich nach Krey durch eine Schar von Geraden veranschaulichen lässt, ist in unserem Falle zu umfangreich. Hier handelt es sich vielmehr um die Ermittlung der für die Projektierung und Materialkontrolle massgebenden Grenzwerte.

a) Der eine dieser Grenzwerte ist gegeben durch den sogenannten natürlichen Wassergehalt (vgl. Ehrenberg: Grundlagen der Berechnung von Staudämmen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1929, Heft 32), für welchen sich das Porenwasser dem Aussen- druck angepasst hat, sodass weder Wasser aufgenommen noch abgegeben wird. Dieser natürliche Wassergehalt ist für jedes Material eine eindeutige Funktion des Druckes. Indem wir die Scherfestigkeit für diesen Zustand bestimmen, erhalten wir die massgebenden Werte für die Berechnung aller derjenigen Fälle, wo keine wesentlichen Belastungsschwankungen stattfinden und gleichzeitig die restlose Entspannung des Porenwassers vorausgesetzt werden darf. Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Druck ist auch in diesem Fall angenähert linear. Wir haben diesen Zusammenhang in Fig. 2c durch eine leicht gekrümmte Linie dargestellt, die formuliert werden kann durch die Beziehung:

$$2) \quad \tau = p \operatorname{tg} \varphi$$

worin φ den mit dem Druck leicht veränderlichen Winkel darstellt, welchen die resultierende Spannung mit der Normalspannung einschliesst und den wir als Schubwinkel der vollen innern Reibung bezeichnen.

b und *c*) Da die meisten der in Frage stehenden Erdbauten und Foundationen mehr oder weniger schroffen Belastungsschwankungen unterworfen sind, ist ein weiterer Grenzfall für die Scherfestigkeit zu berücksichtigen. Dieser Fall kommt vor, wenn bei plötzlicher Erhöhung des Druckes das im Boden vorhandene überschüssige Wasser infolge der geringen Durchlässigkeit des Materials nicht genügend rasch entweichen kann, sodass sogenanntes gespanntes Porenwasser entsteht. Dieser Zustand kann eintreten bei plötzlicher Absenkung des Wasserspiegels von Kanälen oder Staseen, wobei in gewissen Teilen des Dammes eine Erhöhung der Pressungen infolge Wegfall des Auftriebes entsteht.

Da bei schwer durchlässigen Bodenarten in grösseren Schichten die Anpassung des Porenwassers an den veränderten Druck nicht nur Jahre sondern Jahrzehnte benötigt, so haben auch langsame Belastungsschwankungen eine prinzipiell ähnliche, wenn auch abgeschwächte Wirkung zur Folge, wie die plötzlichen Veränderungen der Belastung. Zu solch langsamen Belastungsschwankungen gehört z. B. als einmaliger Vorgang das allmähliche Anwachsen der Fundamentpressungen im Laufe des Baufortschrittes oder als jährlich sich wiederholender Vorgang der periodische Wechsel des Spannungsdiagrammes im Fundament einer Staumauer, infolge Füllung und Entleerung des Staubeckens.

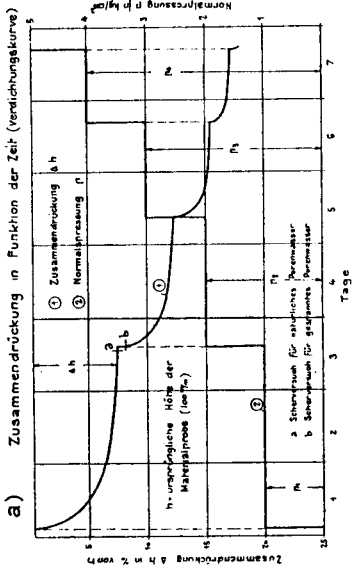
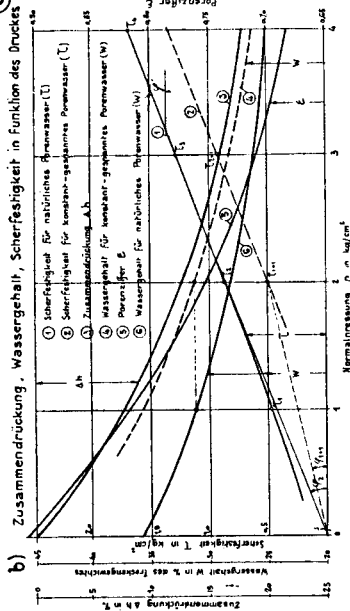
Die Grösse der Ueberspannung des Porenwassers ist durch die Art der Belastungsschwankung und den zeitlichen Verlauf der hydrodynamischen Spannungen bedingt und muss in jedem einzelnen Falle abgeschätzt werden, um die Versuchsbedingungen mit den wirklichen Verhältnissen möglichst gut in Einklang zu bringen. Normalerweise kann sich dabei der Versuch auf die Untersuchung des einen der folgenden 2 Fälle beschränken:

b) Scherfestigkeit bei konstanter Ueberspannung, kurz Scherversuch für konstant gespanntes Porenwasser genannt.

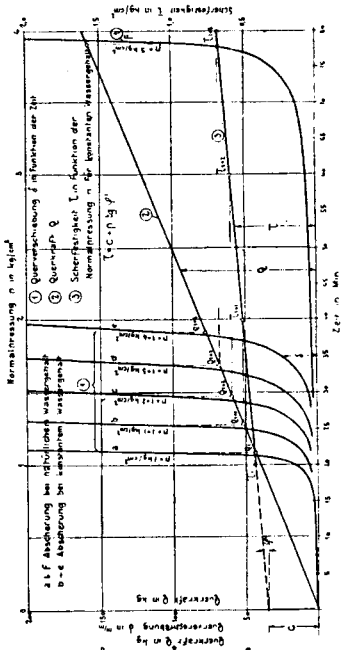
c) Scherfestigkeit bei konstantem Wassergehalt.

Wir haben damit den Scherversuch auf die Ermittlung dreier Linien *a*), *b*) und *c*) reduziert. Der Arbeitsvorgang vereinfacht sich dadurch, dass dank der speziellen Konstruktion des hierzu verwendeten Apparates sich sämtliche Einzelwerte im Laufe einer

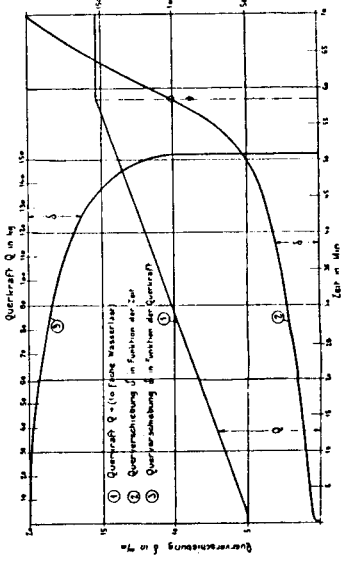
③



d) Zeitlicher Verlauf der Abscherung für verschiedene Laststufen



c) Querschiebung in Funktion der Zeit & der Querkraft



kontinuierlichen Versuchsreihe ergeben, wobei gleichzeitig noch andere Eigenschaften des Materials geprüft werden können, wie aus nachfolgender Beschreibung ersichtlich ist :

Wir setzen voraus, dass es sich um die Untersuchung von gestörtem, luftfreiem Boden handelt. Sollte der gewachsene Boden in ungestörtem Zustand untersucht werden, so muss die Probe durch einen speziellen Entnahmezylinder ausgestochen und direkt in den Zylinder A eingeführt werden.

Bei der Untersuchung von bindigen Böden in gestörtem Zustand wird zunächst ca. 1,5 kg. Material lüchtig geknetet. Zur Erreichung einer einheitlichen Konsistenz kann man die Vicat'sche Nadel in ähnlicher Weise benützen, wie bei der Bestimmung der Normalkonsistenz des Zementes. Das Material wird unter allmählicher Wasserzugabe oder Entnahme (Trooknung) solange durchgeknetet, bis der Stempel von 10 mm Durchmesser bei 500 gr. Auflast eine Einsenkung von 5 mm ergibt. Nach Erreichung dieser Konsistenz (nicht zu verwechseln mit den Atterbergschen Konsistenzformen) wird die Probe in den Zylinder A eingefüllt, genau abgestrichen und das ganze gewogen. Gleichzeitig wird an einer Parallelprobe von 200 gr. der Wassergehalt (bezogen auf das Trockengewicht) ermittelt. Der eingefüllte Zylinder A wird nach Aufsetzen des Deckels in den Apparat eingesetzt und die Stellung des Belastungshebels an der Messvorrichtung abgelesen. Die durch das Eigengewicht der Belastungsvorrichtung erzeugte Beanspruchung der Probe wird durch Gewichtszugabe auf die gewünschte Anfangsbelastung gebracht (z. B. 1 kg/cm²). Je nach der Durchlässigkeit des Materials wird dasselbe unter dieser Belastung mehr oder weniger rasch zusammengepresst und gelangt schliesslich zur Ruhe, als Zeichen dafür, dass der Zustand des natürlichen Porenwassers hergestellt ist. Bis hierher ist der Versuchsvorgang für natürliches und gespanntes Porenwasser identisch.

Zu a) Scherversuch für natürliches Porenwasser (volle innere Reibung.)

Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass erst nach Erreichung des natürlichen Wassergehaltes (vollständige Entspannung des Porenwassers) der nachfolgend beschriebene Schervorgang bei unveränderter Normalbelastung p durchgeführt wird. (vgl. Fig. 3a).

Durch langsames kontinuierliches Füllen des Aluminiumbehälters mit Hilfe eines regulierbaren Zuflusses wird die Wasserbelastung solange erhöht, bis das Abscheren eintritt. Da jedoch die kritische Scherkraft vom zeitlichen Verlauf der Belastungszunahme

abhängig ist, so empfiehlt es sich, für sämtliche Versuche stets denselben Wasserzufluss anzuwenden. Für eine Wassermenge von 0.2 l/Minute und einen konstanten Wert der vollen innern Reibung $\text{tg } \varphi = 0,4$ ergeben sich z. B. folgende Scherzeiten:

Normalspannung kg/cm ²	Scherkraft kg	Totale Wasserlast kg	Scherzeit Min.
1	40	4	20
2	80	8	40
3	120	12	60

Eine genauere, jedoch umständlichere Methode besteht darin, dass die Last stufenweise erhöht wird. Man lässt z. B. Wasser zufließen bis die Querverschiebung 2 mm erreicht hat und stellt dann ab. Nach dem die Querbewegung infolge dieser Querkraft zur Ruhe gekommen ist, erhöht man die Last jedesmal um ca. 200 gr. indem man das Wasser während je einer Minute zufließen lässt. Nach jeder Lasterhöhung wird der Verlauf der Querverschiebung beobachtet. Als massgebend wird diejenige Scherkraft notiert, bei welcher die Querschiebung nicht mehr zur Ruhe kommt, so dass die vollständige Abscherung erfolgt. Dieses Verfahren, das bedeutend mehr Zeit in Anspruch nimmt, ist bei Schnellversuchen mit gespanntem Porenwasser nicht anwendbar, da sonst durch die anfänglich verhältnismässig rasch fortschreitende Zusammendrückung und den damit verbundenen Wasseraustritt die Scherfestigkeit wesentlich erhöht würde.

Nach erfolgtem Abscheren wird der Vorgang dadurch rückgängig gemacht, dass der Winkelhebel entlastet und der gegenüberliegende Hebelarm durch Vertauschen des leeren mit dem vollen Kessel belastet wird, wodurch sich das Mittelstück des Zylinders A wieder in die Ursprungslage zurückschiebt. Nun erfolgt die Erhöhung der Vertikalbelastung um 1 kg/cm² und der ganze Vorgang wiederholt sich für die zweite Laststufe, an die je nach Bedarf noch weitere Laststufen angeschlossen werden. Man beachte, dass infolge fortschreitender Zusammendrückung bei jeder neuen Laststufe neues Material in die Scherflächen gelangt und abgèschert wird.

Zu b) Scherversuch für konstant gespanntes Porenwasser (partielle innere Reibung).

Dieser unterscheidet sich von a) dadurch, dass nach Erreichung des natürlichen Wassergehaltes die Normalbelastung p um einen gewissen Betrag(z. B. 1 kg/cm²) erhöht wird. Ohne die durch den

Lastzuwachs eingeleitete erneute Zusammendrückung des Materials und die damit verbundene Entlastung des Porenwassers abzuwarten, wird nach Aufbringen der Zusatzlast sofort der Schervorgang eingeleitet (vgl. Fig. 3a). Das Abscheren erfolgt wie bei a).

Nachdem die Querverschiebung des Mittelstückes rückgängig gemacht ist, vollzieht sich die weitere Zusammendrückung des Materials bis zur Ruhelage für die zweite Laststufe. Dann wird die dritte Laststufe aufgebracht, sofort abgesichert und so fort.

Zu a) und b).

Wie aus der Beschreibung der Versuchsvorgänge für a und b ersichtlich ist, ergibt eine einzelne Materialprobe sämtliche Scherfestigkeiten für die zu untersuchenden Laststufen. Dank der speziellen Konstruktion des vorliegenden Apparates erfährt daher die Bestimmung der Scherfestigkeit gegenüber den bisher angewendeten Methoden eine wesentliche Vereinfachung. Gleichzeitig werden durch die Kontinuität des Versuchsvorganges die durch das sonst übliche wiederholte Einfüllen von Material verursachten Streuungen der Resultate vermieden. Ferner besteht die Möglichkeit, die oben unter a und b getrennt dargestellten Vorgänge durch einen kontinuierlichen Versuch zu kombinieren gemäss folgendem Schema (vgl. Fig. 3 a).

1. — Zusammendrückung für erste Laststufe (p_1).
2. — Abscheren für natürliches Porenwasser (τ_1) und Rückbewegung für erste Laststufe.
3. — Aufbringen der zweiten Laststufe (p_2).
4. — Abscheren für gespanntes Porenwasser ($\tau_1 + \epsilon$) und Rückbewegung.
5. — Zusammendrückung für zweite Laststufe (p_2).
6. — Abscheren für natürliches Porenwasser (τ_2) und Rückbewegung für zweite Laststufe usw.

Als einziger Nachteil dieser Kombination der Versuchsreihen a und b ergibt sich der Umstand, dass das Abscheren für gespanntes Porenwasser praktisch in denselben Gleitflächen erfolgt, wie der Schervorgang für natürliches Porenwasser, indem die beiden Versuche kurz nacheinander durchgeführt werden. Da sich jedoch bei tonigen Materialien keine scharf ausgeprochenen Gleitflächen bilden, sondern der Schervorgang mehr einem Fliessen des Materials gleichkommt, so werden die Resultate durch die wiederholte Abscherung nur wenig beeinflusst. Um die Grösse dieses Einflusses abzuschätzen, wurde der Schervorgang für natürliches Porenwas-

ser bei unveränderter Normalbelastung p wiederholt. Es ergab sich dabei, dass die der zweiten Abscherung entsprechende Scherfestigkeit um ca. 5 — 20 % geringer war, als bei der ersten Abscherung. Die Grösse dieser Abweichung, die leicht genauer untersucht und berücksichtigt werden kann, ist abhängig von der Beschaffenheit des Materials.

In Fig. 3 sind die Resultate eines kombinierten Versuchsvorganges graphisch dargestellt. Fig. 3a zeigt den Verlauf der Zusammendrückung für verschiedene Laststufen in Funktion der Zeit. Fig. 3b enthält die Scherfestigkeiten für natürliches und konstant gespanntes Porenwasser in Funktion des Druckes. In Fig. 3c ist der Verlauf eines einzelnen Abschervorganges (Querverschiebungen in Funktion der Zeit und der Querkraft) für gespanntes Porenwasser dargestellt. In Fig. 3d ist der zeitliche Verlauf der Abscherung für verschiedene Laststufen und Spannungen des Porenwassers ersichtlich.

Der Unterschied der Schubwinkel für natürliches und gespanntes Porenwasser ist wesentlich für die Beurteilung der Qualität des Materials. Um diese Eigenschaften zahlenmässig zu erfassen, bestimmen wir folgende Verhältniszahl:

$$3) \quad \gamma_2 = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1 + 1}{\operatorname{tg} \varphi_2} \quad \text{vgl. Fig. 3b}$$

Darin bedeutet:

φ_2 = Schubwinkel bei natürlichem Porenwasser für $p = 2 \text{ kg/cm}^2$
 $\varphi_1 + 1$ = Schubwinkel bei gespanntem Porenwasser für $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ (= 1 kg/cm^2 Vorspannung + 1 kg/cm^2 Uberspannung).

Je undurchlässiger ein Material, umso ausgesprochener ist gewöhnlich der Unterschied zwischen $\varphi_1 + 1$ und φ_2 d.h. umso kleiner ist γ_2 . Als unterer Grenzfall für γ_2 ergibt sich für den reinen Ton ungefähr folgender Wert:

$$\gamma_2 = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1 + 1}{\operatorname{tg} \varphi_2} - \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{\operatorname{tg} \varphi_2} \geq 1/2$$

Der Wert $1/2$ entspricht der Vorstellung, dass der gesamte zusätzliche Druck allein von der flüssigen Phase aufgenommen wird, ohne dass dadurch der Mittelwert der vertikalen Normalspannung der festen Phase wesentlich beeinflusst wird. Demnach ergibt sich die Scherfestigkeit unmittelbar nach dem Aufbringen der Zusatzlast als nahezu unverändert, (Winkel φ' sehr klein), wie dies bei schwerdurchlässigen Tonen tatsächlich der Fall ist. Bei leicht durchlässigen Materialien dagegen (Sand ohne Kolloidgehalt) er-

folgt der Austritt des Porenwassers infolge zusätzlicher Belastung so rasch, dass dasselbe bereits entlastet ist, bevor der Scherversuch durchgeführt werden kann. Für diesen Fall erhält man als oberen Grenzwert $\gamma_z \leq -1$.

Zu *c*) Scherversuche für konstantes Porenwasser.

Die unter *b*) erwähnten Versuche können dahin erweitert werden, dass man nach einer ersten Lasterhöhung und Abscherung noch weitere Laststufen in rascher Folge aufbringt und abschert, ohne den Austritt des Wassers abzuwarten. Um die Versuchszeit und damit den Wasseraustritt möglichst einzuschränken, empfiehlt es sich, unnötige Zwischenstufen wegzulassen, indem man nach Abscheren für natürliches Porenwasser die Last sofort auf ihren Maximalwert erhöht und abschert. Die durch Gleichung 1 beschriebene Gerade ist damit für einen gegebenen Wassergehalt durch 2 Punkte bestimmt.

Soll die Bedingung konstanten Wassergehaltes noch genauer erfüllt werden, so sind die beiden durchlochten Platten zwischen denen die Probe eingeschlossen ist, durch dicht schliessende Metallscheiben zu ersetzen.

Als praktisches Beispiel für den Fall, wo die Scherfestigkeiten für konstantes Porenwasser wichtige Anhaltspunkte geben können, sei die Bestimmung des Seitendruckes einer geschüttelten Lehmschicht von homogener Konsistenz erwähnt (z. B. vertikaler Lehmkern im Damm). Bei raschem Bauvorgang kann der Wassergehalt der Lehmschicht im eben fertiggestellten Damm ungünstigstenfalls als konstant angenommen werden. Der Seitendruck S , kann mit Hilfe des Mohr'schen Kreises für jede beliebige Tiefe auf Grund der Versuchswerte τ graphisch ermittelt werden.

4. — Der oben beschriebene Schub- und Verdichtungsapparat wurde daraufhin konstruiert, dass sich alle die unter 4 erwähnten Eigenschaften gleichzeitig mit der Durchführung des Scherversuches ergeben.

a) *Zusammendrückbarkeit.* Die Zusammendrückung der ursprünglich 10 cm hohen Materialprobe wird am Belastungshebel des Schubapparates in 10-facher Vergrößerung periodisch abgelesen (abzüglich Durchbiegung des Hebels) und in Funktion der Zeit und des Druckes aufgetragen, wodurch man die sogenannten Verdichtungskurven erhält. (vgl. Fig. 3a).

b) *Wassergehalt.* Der Anfangswert des Wassergehaltes wird beim Einfüllen der Probe durch Trocknung einer Parallelprobe von

200 gr. ermittelt. Alles während der Zusammendrückung aus dem Zylinder A austretende Wasser wird durch ein Messglas gesammelt. Da jedoch infolge der Langsamkeit des Vorganges der grösste Teil des austretenden Wassers verdunstet, so kann die Veränderung des Wassergehaltes nur aus dem Gewichtverlust der Probe ermittelt werden. Zu diesem Zwecke genügt es, die Probe samt Zylinder vor und nach dem Versuch abzuwägen. Das dem gesamten Gewichtsverlust entsprechende Wasservolumen, wird verglichen mit der totalen Volumenveränderung infolge der Zusammendrückung. Der Wassergehalt der Zwischenstufen ergibt sich durch proportionale Umrechnungen der entsprechenden Volumenänderungen. Aus dem Wassergehalt und dem bekannten Trockengewicht der Probe berechnet sich das Gewicht für jeden beliebigen Zwischenzustand. Die Kenntnis von Wassergehalt, Gewicht und Volumen ermöglicht ferner die Berechnung des Raumgewichtes und der Porenziffer ε .

c) *Porenziffer*. Darunter versteht man den Quotienten aus dem Rauminhalt der Hohlräume (Porenvolumen n) und demjenigen der Körner, somit:

$$4) \text{ Porenziffer } \varepsilon = \frac{n}{1 - n}$$

$$5) \text{ Porenvolumen } n = 1 - \frac{G}{V \cdot S}$$

G = Trockengewicht des Materials,

V = Volumen des feuchten Materials,

S = spezifisches Gewicht der festen Phase.

Setzen wir den Ausdruck für n in ε ein, so ergibt sich.

$$6) \quad \varepsilon = \frac{V \cdot S}{G} - 1$$

Das spezifische Gewicht S kann für luftfreies Material aus dem bekannten Raumgewicht und Wassergehalt W für irgendwelche Konsistenz auf Grund folgender Beziehung näherungsweise ermittelt werden:

$$\gamma = W + (1 - W) S$$

$$7) \quad S = \frac{\gamma - W}{1 - W}$$

γ = Raumgewicht in kg/l

W = Wassergehalt in kg/l

d) *Indirekte Bestimmung der Durchlässigkeit*. Die Durchlässigkeitsziffer k der Zweiphasensysteme ist eine vom Aussendruck und der fortschreitenden Zusammendrückung stark abhängige Grösse,

die sich im Verlaufe des Spannungsausgleiches in Funktion der Zeit durch eine ähnliche Kurve darstellen liesse, wie diese selbst (Fig. 3a).

Auf Grund der hydrodynamischen Spannungerscheinungen lässt sich nun nach Terzaghi aus dem Verlauf der Verdichtungskurve Fig. 3a (Beziehung zwischen der Zeit und der zugehörigen Zusammendrückung) die mittlere Durchlässigkeitsziffer berechnen, welche die Bodenprobe während des Verdichtungsvorganges aufwies.¹⁾

Als Voraussetzung für die Anwendbarkeit der von Terzaghi aufgestellten Beziehungen ist die Bedingung zu erwähnen, dass das überschüssige Porenwasser nur durch die beiden porösen Platten austreten darf. Der mittlere querverschiebliche Ring muss daher derart eingeschliffen sein, dass er vollkommen wasserdicht schliesst.

5. — Durchlässigkeit.

Die Ermittlung der Durchlässigkeitsziffer k erfolgt auf Grund des Gesetzes von Darcy,

$$v = k \cdot J = \frac{Q}{F} ;$$
$$13) \quad k = \frac{Q}{J \cdot F}$$

Q = Sickermenge,

J = Druckgefälle,

F = totaler Durchflussquerschnitt,

Die Versuche von Terzaghi haben ergeben, dass die Strömung durch Pulver jeder Art dem Gesetze von Darcy gehorcht, sofern sie laminar ist. Um turbulente Strömungen zu vermeiden, dürfen also nicht zu hohe Gefälle angewendet werden. Um ferner vergleichbare Resultate zu erhalten, müssen diese auf dieselbe Temperatur z. B. $t = 10^\circ$ reduziert werden, was auf Grund des Verhältnisses der Viscositätsziffern:

$$\frac{1 + 0,033 t_0 + 0,00024 t_0^2}{1 + 0,033 t + 0,00024 t^2}$$

geschehen kann,

a) Bestimmung von k für Lehme und Tone.

Die Durchlässigkeit von Lehm und Ton ist oft derart klein, dass für viele Probleme der Praxis, insbesondere bei der Untersuchung des stationären Verlaufes von Sicker Mengen $k = 0$ angenommen werden kann. Handelt es sich dagegen um die Beur-

1) Redlich-Terzaghi-Kampe : Ingenieurgeologie St. 330

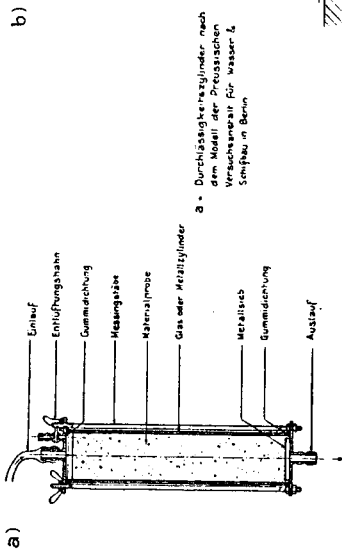
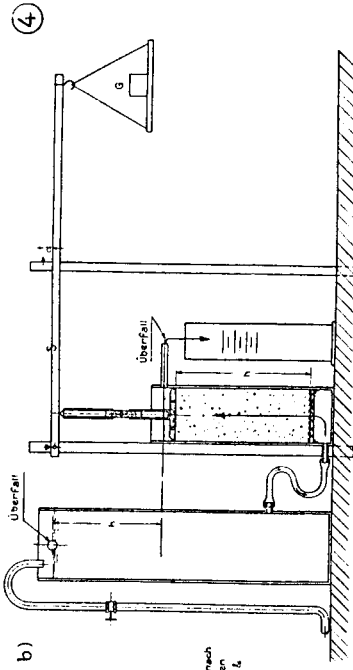
teilung von Setzungen oder Schwellungen infolge veränderter Belastung oder allgemein um die Bestimmung des zeitlichen Verlaufes der hydrodynamischen Spannungen, so ist die Kenntnis der Durchlässigkeitsziffer von grundlegender Bedeutung. Die Kleinheit des k Wertes, der oft nur wenige mm oder sogar Bruchteile von mm pro Jahr beträgt, bedingt die Langsamkeit solcher Vorgänge. So mag es vorkommen, dass sich Setzungen infolge der erhöhten Belastung einer Tonschicht erst im Laufe von Jahrzehnten voll auswirken, weil sich infolge der Dichtigkeit des Bodens das überschüssige Porenwasser nur ganz allmählich den neuen Belastungsverhältnissen anzupassen vermag.

Da die Durchlässigkeit bindiger Bodenarten ähnlich wie die Scherfestigkeit in hohem Masse von der Belastungsgeschichte und der Belastung selbst abhängig ist, so kann die direkte Bestimmung des k Wertes einwandfrei nur mit Hilfe eines Apparates erfolgen, der die Probe während des Versuches unter konstantem Druck hält. Ein solcher Apparat wurde von Terzaghi konstruiert und mit Erfolg angewendet. Für eine Baustelleneinrichtung erübrigt sich jedoch die direkte Bestimmung des k Wertes der Tone, da auf Grund des oben beschriebenen Schub- und Verdichtungsapparates, der ebenfalls mit konstantem Druck arbeitet, die Möglichkeit besteht, die Durchlässigkeit auf indirektem Wege aus dem zeitlichen Verlauf der Zusammendrückung des Materials für verschiedene Laststufen zu ermitteln. Auf die rechnerischen Grundlagen dieser Bestimmung, die ebenfalls von Terzaghi stammen, wurde bereits in Abschnitt 4 d hingewiesen. Durch Anwendung dieser Methode erhält man Einblick in die Wasserdichtigkeit des Materials, ohne dass die Versuche dadurch umfangreicher werden.

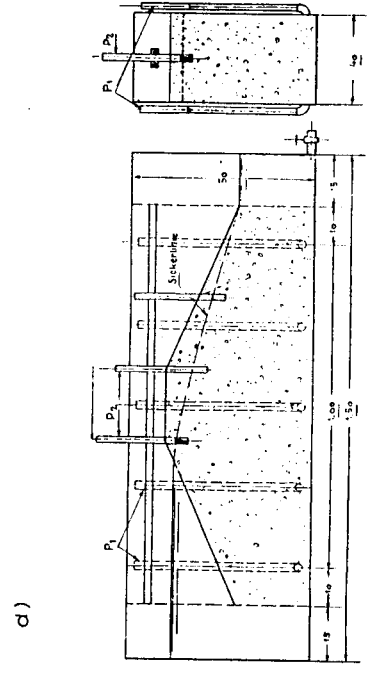
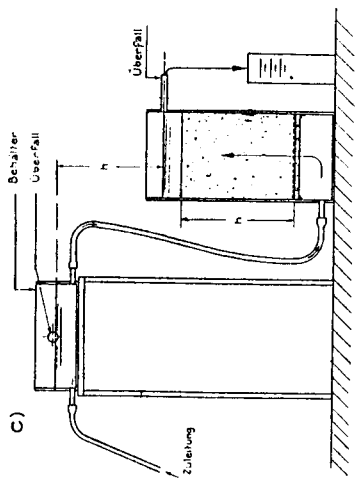
Wird besonderer Wert gelegt, auf eine genaue Ermittlung der k Werte in Funktion des Druckes, so empfiehlt sich die Zusammendrückung des Materials im selben Apparat, jedoch ohne gleichzeitige Schubversuche durchzuführen, um den Vorgang der Zusammendrückung und des Wasseraustrittes durch das wiederholte Abscheren des Materials nicht zu stören. Man verwendet dabei vorteilhaft einen mit dem Zylinder A inhaltsgleichen, jedoch nur aus einem Stück bestehenden Zylinder um seitliche Wasserverluste mit Sicherheit zu vermeiden.

b) Bestimmung von k für Sande.

Bei leichter durchlässigen Materialien, wie schwach lehmigen oder reinen Sanden kann der in Fig. 4 a dargestellte, von der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau in Berlin gelieferte Dich-



a = Durchlasszylinder nach dem Modell der Preussischen Versuchsanstalt für Wasser- & Schiffbau in Berlin



tigkeitszylinder verwendet werden, wobei es sich empfiehlt, durch einen in entsprechender Höhe angeordneten Wasserbehälter mit Ueberlauf das Gefälle $J = 1$ herzustellen. Die Schwierigkeit der Anwendung besteht lediglich darin, alle Luft aus den Poren des Materials herauszubringen, was dadurch geschehen kann, dass man das Wasser anfänglich von unten nach oben durch die Probe strömen lässt oder indem man beim Einfüllen des Zylinders gleichzeitig Wasser von unten einführt, so dass das Einbringen des Materials unter Wasser erfolgt, ohne dass dabei die feinen Bestandteile ausgewaschen werden. Um diese Manipulation zu erleichtern, wird für Sande der unter Fig. 4 b dargestellte Apparat vorgeschlagen.

Derselbe besteht in der Hauptsache aus zwei mit Ueberlaufstulzen versehenen kommunizierenden Metallzylindern. Der kleinere derselben ist einige Zentimeter über dem Boden mit einer durchlocherten Platte versehen, die von einem feinen Metallsieb überspannt wird. Gleichzeitig mit dem Einfüllen des Materials wird der grosse Zylinder langsam mit Wasser gefüllt, damit die Oberfläche des Materials stets vom Wasser überdeckt ist. Die Stärke der Schicht wird gleich der Differenz der Wasserspiegel gewählt, so dass das Gefälle 1 vorhanden ist. Der Inhalt des mit Material aufgefüllten Teiles des Zylinders beträgt genau 1 Liter, wodurch die nachträgliche Bestimmung des Porenvolumens vereinfacht wird. Um die durch das Einfüllen erfolgte Lockerung des Materials zu reduzieren, wird ein Druckstempel aufgesetzt, der zunächst nur durch das Eigengewicht des Hebelarms S belastet wird. Die richtige Füllung des Zylinders wird an der Distanz d kontrolliert. Nachdem durch einen ersten Versuch k_0 bestimmt ist, wird die Gewichtsplatte G derart belastet, dass die Pressung des Materials an der Oberfläche $1,5 \text{ kg/cm}^2$ beträgt. Die dadurch erfolgte Einsenkung wird bei d gemessen und nach deren Vollzug der Durchlässigkeitsversuch wiederholt. Man erhält dadurch $k_{1,5}$ für gepresstes Material. Die Durchlässigkeitsziffer, die das Material bei der einem Flächendruck von $1,5 \text{ kg/cm}^2$ entsprechenden Porenziffer und bei einer Wasser-Temperatur von 10°C aufweist, wird nach Perzaghi Durchlässigkeitsindex genannt. Je reiner der Sand, d. h. je weniger Lehm er enthält, um so geringer ist die Differenz zwischen k_0 und $k_{1,5}$.

Nach Beendigung der Versuche wird das Material herausgenommen, getrocknet und gewogen, um die den Werten k_0 und $k_{1,5}$ entsprechenden Porenvolumen und Porenziffern zu bestimmen.

Der Vorgang der Selbstdichtung wurde mehrmals beobachtet. Als Beispiel sei die in Fig. 2d dargestellte Kurve des zeitlichen Verlaufes der Durchlässigkeitsziffer k erwähnt. Während 8 Tagen wurde die Durchlässigkeit alle 2 Stunden ermittelt und während weiteren 8 Tagen täglich 3 mal festgestellt. Gleichzeitig wurde die Wassertemperatur vor und nach dem Durchfluss durch die Probe abgelesen und der Mittelwert notiert. Auf Grund dieses Mittelwertes und der bekannten Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Wassertemperatur wurden die k -Werte für eine konstante Wassertemperatur $t = 10^\circ$ umgerechnet und aufgetragen. Die Kurve zeigt eine langsame Zunahme der Durchlässigkeit im Verlaufe der ersten 2 Tage, dann eine verhältnismässig rasche Abnahme während den folgenden 6 Tagen. (Die beiden Unterbrechungen der Kurven entsprechen 2 Sonntagen.) Ausser dieser Erscheinung, dass an gewissen Tagen ein Maximum bzw. Minimum des k -Wertes erreicht wird, zeigt die Kurve kleinere stündliche Schwankungen von wechselnder Intensität, wobei an einzelnen Tagen je ein Minimum und ein Maximum eintritt. Diese auffallende Beobachtung führte zur Vermutung, dass derartige Schwankungen des Durchflusses von Wasser durch ein System von Kapillaren sich nicht einfach durch die Einflüsse der näheren Umgebung erklären lassen. Nachträglich wurde uns bekannt, dass von Dr. G. Maag für einen dem obigen verwandten Vorgang, nämlich der Abtropfgeschwindigkeit des Wassers aus Kapillaren auf Grund eingehender Versuche ähnliche Erscheinungen festgestellt und dafür der Nachweis kosmischer Einflüsse erbracht wurde. Maag schliesst, dass die Abtropfgeschwindigkeiten des Wassers aus Kapillaren sowohl mit dem Mond als auch mit der Sonne und dem Merkur in bestimmtem Zusammenhange stehen. ¹⁾

Es wäre zu wünschen, dass dieses Problem des zeitlichen Verlaufes der Durchlässigkeit feinkörniger Sande von einer wissenschaftlichen Versuchsanstalt näher untersucht würde.

Aus obigen Erscheinungen wird ersichtlich, dass die Bestimmung des Durchlässigkeitskoeffizienten eine sehr subtile Aufgabe darstellt, indem derselbe nicht nur vor der Belastungsvorgeschichte der Belastung und der Wassertemperatur, sondern auch in hohem Masse von der Zeit abhängig ist (Selbstdichtung und andere Einflüsse). Demgegenüber ist zu beachten, dass es sich bei Versuchen auf der Baustelle weniger um eine Bestimmung absoluter Werte

1) Dr. G. Maag: « Planeten Einflüsse », 1928 West-Ost Verlag, Konstanz.

handeln kann, deren Existenz überhaupt problematisch erscheint, als vielmehr um ein Feststellen der Grössenordnung. Zur Erreichung guter Vergleichswerte ist hier besonders wichtig, dass die Versuche auf möglichst einheitlicher Basis vorgenommen werden.

c) *Bestimmung von k für Kiessande.*

Zur Prüfung der Durchlässigkeit des Kiessandes könnte man sich in erster Annäherung damit begnügen, den Sand aus dem Kies heraus zu sieben und in der oben beschriebenen Weise zu untersuchen. Aus dem vorhandenen Mischungsverhältnis von Sand und Kies liesse sich auf Grund theoretischer Ueberlegungen die Durchlässigkeitsziffer des Kiessandes aus derjenigen des Sandes in jenen Fällen abschätzen, wo die Hohlräume des Kieses mindestens vollständig mit Sand gefüllt sind, d. h. wenn der Füllungsgrad ≥ 1 . Um jedoch obige Bedingung sowie theoretische Ueberlegungen, die der Wirklichkeit nur ungenau entsprechen, auszuschalten, empfiehlt es sich, wenn immer möglich die Durchlässigkeit des Kiessandes an Hand grösserer Materialproben direkt zu ermitteln. Man kann dazu den in Fig. 4c dargestellten einfachen Apparat benützen, der im Prinzip ähnlich gebaut ist, wie der oben beschriebene Durchlässigkeitsapparat für Sande nur mit entsprechend grösserem Querschnitt. Auf eine Vorrichtung zum Zusammenpressen kann — sofern es sich um reine und grobe Materialien handelt — event. verzichtet werden. Statt dessen sind jedoch verschiedene Arten des Einfüllens zu berücksichtigen (lose eingefüllt, leicht gestampft etc.) wobei diese Arten des Einfüllens durch Regeln genauer zu umschreiben sind. Parallelversuche zwischen Sand und Kiessand von derselben Art der Einfüllung ermöglichen ferner die oben erwähnten Zusammenhänge betreffend die Durchlässigkeitsziffern empirisch zu prüfen.

d) *Untersuchung der Sickerverhältnisse an Hand von kleinen Modellen.*

Um für konkrete Fälle mit bekannten Randbedingungen ein ungefähres Bild über den Verlauf der Sickerlinie und die Quantität des Sickerwassers zu erhalten, leisten Versuche an kleinen Modellen gute Dienste. Wir benützen dazu den in Fig. 4d dargestellten Blechkasten. Sofern auf der Baustelle die Anwendung von Glaswänden zur direkten Beobachtung der Sickerlinie zu kostspielig ist, können

die Druckverhältnisse mit Hilfe von seitlich am Kasten angebrachten Piezometerröhren P_1 beobachtet werden. Infolge vertikal gerichteter Geschwindigkeitskomponenten des Sickerwassers und der dadurch verursachten Druckverluste längs einer Vertikalen sind jedoch die so erhaltenen Piezometerstände mit der Sickerlinie nicht identisch. Zur Beobachtung der letzteren empfiehlt es sich, eine Piezometerreihe P_2 in der Längsachse des Kastens einzubauen, deren Rohre bis wenig unterhalb die Sickerlinie hinabreichen und deren Wasserstände mit Hilfe eines kleinen Schwimmers beobachtet werden. Die genaue Regulierung der Wasserstände für Ober- und Unterwasser kann mit Hilfe von Gläsern erfolgen, die als Ueberfälle wirken, indem das in dieselben einströmende Wasser durch Heberwirkung abgesaugt wird. Damit bei der Inbetriebsetzung des Modells infolge Durchtränkung des Materials keine erheblichen Setzungen entstehen, welche Risse längs den Seitenwänden verursachen, muss das Material beim Einbringen gut gestampft werden. Ausserdem ist zu empfehlen, die Wände des Kastens vor dem Einbringen des Materials mit Lehm auszustreichen.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Erstellung von Erddämmen muss in der Hauptsache das in der näheren Umgebung vorhandene Erdmaterial verwendet werden. Eine Auslese ist meistens nur in beschränktem Masse möglich. Die Frage lautet somit: Wie ist das Dammprofil zu gestalten, um mit dem zur Verfügung stehenden Material einen der Bedeutung des Bauobjektes angemessenen Sicherheitsgrad bei einem Minimum an Kosten zu erreichen?

Die Lösung dieser Frage setzt die Kenntnis gewisser physikalischer Eigenschaften des Materials voraus. Als wichtigste derselben sind zu erwähnen: Raumgewicht, Kornzusammensetzung, Zusammendrückbarkeit, Durchlässigkeit und Scherfestigkeit. Das Raumgewicht und insbesondere die Scherfestigkeit bilden die Grundlage für die statischen Untersuchungen der Dämme. Die Zusammendrückbarkeit gibt Anhaltspunkte über die zu erwartenden Setzungen und die damit verbundenen Konsistenzänderungen des Materials. Die Kenntnis der Durchlässigkeit ermöglicht die Berechnung der Sickerhältnisse und ist für die Beurteilung des zeitlichen Verlaufes der hydrodynamischen Spannungserscheinungen von grundlegender Bedeutung.

Der vorliegende Bericht gibt eine kurze Beschreibung der zur Untersuchung der Erdmaterialien beim Bau des Rheinkraftwerkes Albruck-Dogern angewandten Methoden und Instrumente. Es sollen dadurch einige Anregungen zur Lösung des vorliegenden Problems geboten werden. Die in Vorschlag gebrachten Geräte und Apparate dienen in erster Linie zur Bestimmung der oben erwähnten Materialeigenschaften. Es können damit sowohl die für die Projektierung erforderlichen Voruntersuchungen als auch die während des Baues nötigen Kontrollversuche durchgeführt werden. Die Kosten einer derartigen Einrichtung, die zweckmässig an das Laboratorium für Beton- und Zement angeschlossen wird, betragen nur einen kleinen Bruchteil der für die letztere Installation üblichen Auslagen. Sie bietet die Möglichkeit, den wichtigsten Teil der bodenphysikalischen Untersuchungen auf der Baustelle selbst durchzuführen.

Im Mittelpunkt dieser Untersuchungen steht die direkte Bestimmung der Scherfestigkeit mit Hilfe des im Lichtbild la dargestellten Apparates, wobei der Einfluss des Strömungsdruckes des Porenwassers eingehend berücksichtigt wird. Es zeigt sich dabei die bekannte Erscheinung, dass bei plötzlicher Erhöhung der Vertikal-

belastung nahezu der gesamte Druckzuwachs vom Porenwasser aufgenommen wird, sodass anfänglich die Scherfestigkeit des Materials nur eine unbedeutende Zunahme erfährt (partielle innere Reibung). Erst mit fortschreitender Zusammendrückung, welche sich durch eine allmähliche Entlastung der flüssigen Phase und eine entsprechende Mehrbelastung der festen Phase auswirkt, nimmt die Scherfestigkeit zu, um schliesslich den Wert für natürliches Porenwasser (volle innere Reibung) zu erreichen. Die durch die Zusammendrückung erfolgte Verdichtung des Materials ist zum Teil irreversibel und macht sich bei Entlastung durch erhöhte Kohäsion bemerkbar.

SUMMARY

For the construction of earth dams it is generally necessary to use the earth materials, found in the nearer surroundings. A selection of materials is in most cases possible in a limited proportion only. Therefore the question is how to shape the cross-section of the dam to obtain a degree of safety which, with the material at hand, corresponds to the significance of the object under construction at a minimum of cost.

In order to solve this question, it is necessary to know certain physical qualities of the material, the most important of which are: unit weight, mechanical analyses, compressibility, permeability and resistance to shear. The unit weight and particularly the resistance to shear serve as a foundation for the static examination of dams. The compressibility is giving us data on the settling to be expected and on the changes of consistency of the material connected with it. The knowledge of permeability enables us to compute the conditions of drainage and serves as a base for the examination of the hydro-dynamic conditions of stress.

This report gives a short description on the methods and instruments used for the examination of earth materials during the construction of the power-plant Albruck-Dogern on the Rhine, thereby offering some suggestions to the solution of the problem in question. The implements and apparatuses proposed primarily serve to determine the qualities of materials mentioned above. With their help we are able to execute the preliminary examinations necessary for the project as well as for the experiments of control during the period of construction. The costs of such an arrangement, which is well suited to form part of the concrete and cement laboratory amount to only a small fraction of those, customary for the latter installations. It offers the possibility to execute the physical investigations of the soil on the construction grounds themselves.

In the centre of these investigations is the direct determination of the shearing strength with the help of the apparatus, shown in Fig. 1a where the influence of the pressure, resulting from the flow of the water in the voids is more or less accurately considered. Thereby we observe the well known fact, that at a sudden raise of the vertical load nearly the whole increase of pressure is ab-

sorbed by the water in the voids. Therefore the increase of shearing strength (partial inner friction) is insignificant. It increases only with a progressive compression which is effected by a gradual diminishing of load of the liquid phase and a corresponding augmentation of load of the solid phase in order finally to reach the natural condition of water in the voids (full inner friction). The solidity reached by compression of the material is partly irreversible and makes itself felt as cohesion by the diminishing of the load.

RESUME

Pour la construction des barrages en terre on doit forcément employer les matériaux qui se trouvent dans les environs du chantier. Les possibilités de sélection sont limitées. Le problème qui se pose est donc le suivant: Quel est le profil de la digue qui, en utilisant les matériaux disponibles, permet d'atteindre un certain coefficient de sécurité avec un minimum de frais?

La solution de ce problème exige la détermination de quelques propriétés physiques des matériaux dont les plus importantes sont: La densité (poids d'unité de volume), l'analyse granulométrique la compressibilité, la perméabilité et la résistance au cisaillement. La densité et spécialement la résistance au cisaillement servent de base au calcul statique des barrages. La compressibilité renseigne sur les tassements probables ainsi que sur les changements de la consistance, des matériaux due à la perte de l'eau par pression. La perméabilité permet de calculer les phénomènes d'infiltration et joue un rôle important dans l'étude des tensions hydrodynamiques.

Le présent rapport donne une courte description des instruments d'investigation physique des terres et des méthodes de recherche correspondantes employées pour la construction des digues d'Albbruck-Dogern (Rhin). Les instruments proposés permettent, entre autres, la détermination des propriétés indiquées plus haut. On peut réaliser ainsi non seulement les essais préliminaires dont les résultats serviront de base au projet mais aussi les essais de contrôle pendant la construction. Les frais d'une telle installation d'essai, qui peut être combinée favorablement avec le laboratoire de béton sont relativement faibles.

Au sujet de la résistance au cisaillement, seul l'essai direct peut donner, dans l'état actuel de nos connaissances, des valeurs suffisamment précises. On emploie pour cela l'appareil représenté fig. 1a (photographie); il permet de régler la pression de l'eau des pores selon les conditions du problème en question.

Quand la charge extérieure de l'échantillon augmente brusquement, presque toute la surcharge est supportée par l'eau des pores. La résistance au cisaillement ne varie que très peu. Au fur et à mesure que le tassement se produit, déchargeant la phase liquide et chargeant la phase solide, la résistance au cisaillement augmente jusqu'à la valeur maximum qui correspond à l'état naturel de l'eau

des pores (friction intérieure totale). La consolidation du matériau due à la compression passe en partie inaperçu et se traduit par de la cohésion quand on décharge l'échantillon.

La description des méthodes de recherche nous a amené à l'objet du présent rapport : c'est de démontrer qu'à l'aide de quelques instruments relativement simples il est possible de faire l'analyse des matériaux sur le chantier même.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 25

**Méthodes de recherches permettant de reconnaître
si un matériau donné est apte à être employé
pour la construction d'un barrage en terre.**

Antonín SMRČEK, Professeur, Ingénieur, Brno

Il n'y a pas longtemps, on a construit en Moravie, deux barrages en terre, d'une part, près de *Luhacovice* où l'on trouvait pour la construction de la digue, des matériaux étanches de glaise de première qualité, mais une quantité insuffisante de sable et de pierres. et d'autre part, près de *Plumlov* dans les environs de Prostějov se trouvant dans des conditions géologiques complètement différentes, où il y avait une quantité suffisante de sable, de cailloux fluviaux, de pierre et d'argile, mais pas de terre glaise.

Ces deux barrages d'une hauteur approximativement égale à 17 à 18 m, au-dessus du terrain naturel, ont été projetés avant la guerre mondiale suivant le type français (voir les fig. 1a, 2a) et leur construction a été commencée à la même époque.

Il y a, dans chacun de ces deux barrages, un mur de garde en

béton enfoncé jusqu'à la roche imperméable; les premières couches du remblai de la digue ont été posées des deux côtés de ce mur.

Pendant la guerre, et immédiatement après celle-ci, tous les travaux sur les barrages étaient arrêtés. Avant la reprise des travaux, une révision des deux projets a été faite. Appuyé d'une part sur les expériences acquises en France quant au type de barrages représenté sur les fig. 1 a et 2 a, et dans la mesure où leur hauteur dépasse 15 m ainsi qu'il y a danger de glissement du côté d'amont, et d'autre part sur mon étude personnelle des modèles de barrages en terre, construits au laboratoire en tant qu'il s'agissait notamment de la rupture du barrage de Bila Desna en Bohême, j'ai proposé un *changement du projet* des deux barrages, lequel a été, d'ailleurs, accepté.

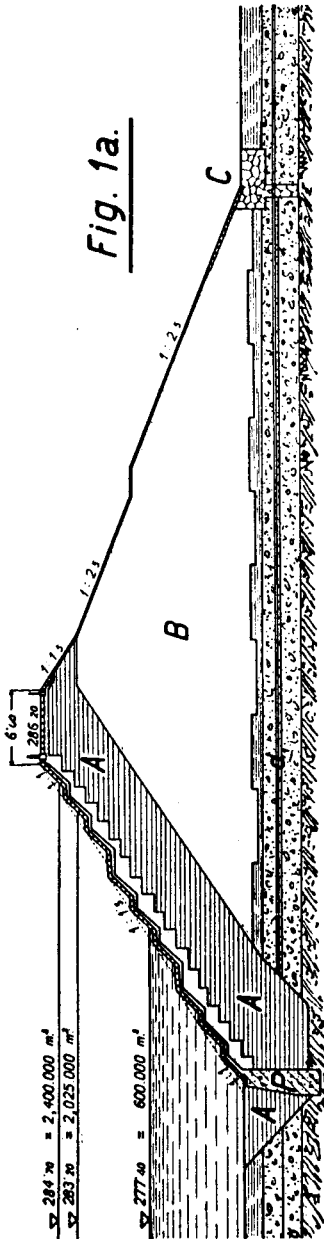
Ce changement consiste dans le fait que *le corps de la digue est muni d'une couche étanche du côté d'amont, protégée contre le glissement et appuyée sur un noyau de matériaux étant à disposition sur place en quantités suffisantes. Ceux-ci sont couverts du côté aval d'une couche de matériaux perméables composée de cailloux, de fragments de roche, etc.* Ces trois parties de la digue sont apposées simultanément, inclinées en angle modéré vers le réservoir, en hauteur de 12 à 20 cm, et s'entremêlent aux bords ainsi qu'elles constituent un tout bien comprimé à l'aide de rouleaux cannelés très lourds.

L'aptitude des matériaux terreux, notamment de la couche étanche au côté d'eau, doit être examinée quant à leur étanchéité et quant à la sécurité contre le glissement.

Quant à la suite des travaux sur les deux barrages se trouvant dans des conditions géologiques différentes, elle ressort de la description sommaire suivante :

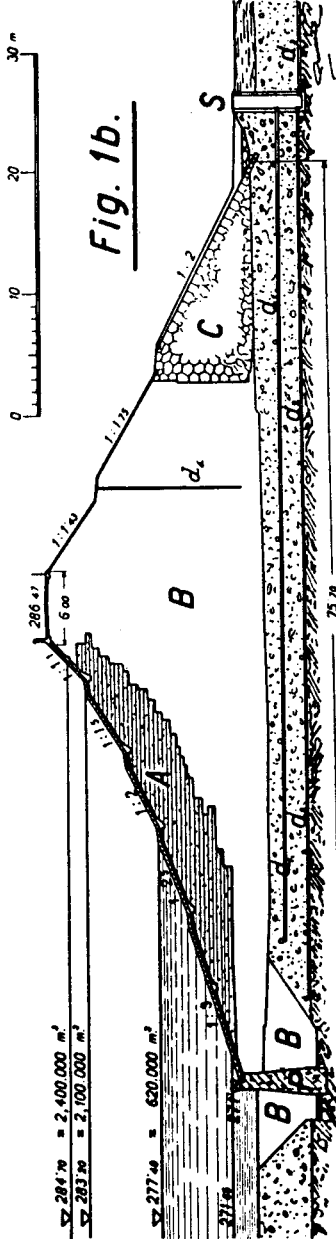
Barrage de Luhacovice. (Fig. 1 b)

Hauteur max. de la digue au-dessus du fondement ..	17,85	m
Hauteur max. de la digue au-dessus du terrain naturel	16.	»
Largeur de la couronne	6.	»
Largeur max. des fondements	75.	»
Longueur au fonds de la vallée	80.	»
Longueur à la couronne	240.	»



$\nabla 284.76 = 2,400,000 \text{ m}^3$
 $\nabla 283.20 = 2,025,000 \text{ m}^3$

$\nabla 277.46 = 600,000 \text{ m}^3$



$\nabla 284.76 = 2,400,000 \text{ m}^3$
 $\nabla 283.26 = 2,100,000 \text{ m}^3$

$\nabla 277.46 = 620,000 \text{ m}^3$

Barrage en terre de Luhacovice en Moravie, Tchécoslovaquie:

- Fig. 1 a Dessin du barrage projeté.
 Fig. 1 b Dessin du barrage terminé.
- P = Mur de garde en béton.
 A = Conche éponge arpillée, mélangée avec du gravier et du sable, et comprimée par le rouleau.
- B = Noyau de la digue formé d'un mélange naturel de glaise, et de gravier, comprimé par le rouleau.
 C = Remblai en pierres.
 d₁, d₂ = Tuyaux de drainage pour l'assèchement des fondements du barrage.
 d₃ = Soudes forés dans le corps de la digue pour permettre l'observation du suintement éventuel de l'eau.

Qualités pédologiques des matériaux composant le remblai :

Pas loin de la digue, il y avait de la terre glaise et argileuse, gris-jaunâtre, qui contenait beaucoup de combinaisons de fer, naturellement humide, mélangé avec du sable tendre composé de grains d'une grandeur différente, de diamètre variant entre 0,05-60 mm et avec des cailloux plus grands de grès mou, désagrégé, qui ont pu être écrasés facilement par le rouleau. Des cailloux plus grands ont été jetés dans l'espace C au-dessus du pied du barrage au côté aval. Ces matériaux obtenus manuellement, ont été employés, sans être triés, dans la partie inférieure de la digue et autour du mur de garde, ainsi que pour le noyau B de la digue. Pendant la construction, ces matériaux ont été analysés continuellement. Le volume des épreuves retirées, en vue de l'analyse, du barrage comprimé par le rouleau était de 14 dm³, le poids environ 30 kg. Il n'a pas été possible d'obtenir un mélange uniforme de glaise et de grès ce qui, d'ailleurs, est sans importance pour le corps B. Après le passage du rouleau ces matériaux étaient tout à fait étanches, mais ils ne présentaient pas de sécurité complète contre le glissement comme le montraient les épreuves extraites du corps de la digue, de dimensions 40×40×40 cm que j'avais examinées dans mon laboratoire, au point de vue de leur contractibilité au cours du séchage ralenti. Comme il y avait de la glaise en abondance et que, d'autre part, le sable manquait, de nombreuses fissures se formaient et s'élargissaient incessamment.

Les couches moins fortes se détachent l'une de l'autre. C'est pourquoi on ajoutait, selon mon projet, au remblai de la couche d'étanchement A du gravier gros et aigu et du sable obtenu par l'écrasement d'un rocher solide, transporté de loin par le chemin de fer et en chariots et dont la quantité a été fixée empiriquement à 15 % du volume par rapport au mélange de terre employé pour B ; le volume de ce gravier et du sable de grandeur à partir de 0,05 mm s'élevait donc à 50 % au moins. Cela suffisait pour empêcher la formation des fissures pendant le séchage et donne une garantie contre le glissement de la pente côté d'eau.

L'analyse pédologique des matériaux enlevés du corps comprimé de la digue montrait une composition moyenne, dont on trouve ci-après quelques épreuves.

En	Valeurs moyennes					Somme des catégories IV et V
	Catég. I jusqu'à 0,01 mm	Catég. II poussière argileuse 0,01—0,05 mm	Catég. III sable fin 0,05—0,1 mm	Catég. IV sable 0,1—2,0 mm	Catég. V squelette 2—60 mm	
1922	51,66	17,14	5,72	19,36	6,12	25,48 %
1923	55,23	17,06	4,17	15,26	8,28	33,54 %
juin 1923	36,12	18,82	5,47	25,41	14,68	40,09 %
décem.						
1924	41,75	22,12	6,67	24,28	5,18	29,46 %
1925	44,84	25,40	3,61	9,68	16,47	26,15 %
	39,92	21,40	5,21	23,37	10,10	33,47 %
1927	37,66	13,84	4,22	33,81	10,47	44,28 %
	29,24	18,12	4,91	20,83	16,90	47,73 %
	33,76	22,84	5,16	24,70	13,54	38,24 %
moyenne	41,13	19,58	5,02	22,97	11,36	34,27 %
	100 %					

Des échantillons de matériaux de la digue ont été examinés relativement au nombre des pores capillaires et non capillaires ; voici les résultats approximatifs :

Pores capillaires	25 à 30 %
Pores non capillaires	1 à 1,3 %
Capacité d'eau	28 à 29 %
Capacité d'air	1,8 à 2,8 %

On a mesuré également le poids spécifique de la terre de la digue et on a trouvé :

année	terre naturelle	terre du noyau de la digue	terre du côté amont de la digue
En 1922	2087	2110	2258 kg
En 1925	2080	2065	2201 kg
En 1925	—	2126	—
En 1926	—	2076	2140 kg
Moyenne	2084	2094	2200 kg

Comme il appert des chiffres sus-indiqués, la compression des matériaux de la digue est si parfaite, que presque tous les pores

sont réduits à la dimension capillaire, sans que le mélange susmentionné de cailloux aigus crée un inconvénient. Par l'arrosage et compression convenables on atteint une parfaite étanchéité des matériaux du remblai, ce qui a été prouvé par trois tuyaux d'observation d 4 (fig. 1 b), enfoncés à la berme supérieure, côté aval de la digue, jusqu'à la profondeur de 12 m. Or, même lorsque la surpression de l'eau a atteint la plus haute valeur connue jusqu'à présent, aucun suintement de l'eau n'a pu être constaté aux tuyaux d 4.

La digue repose sur une couche alluviale, composée, dans sa partie supérieure, de glaise argileuse et mélangée, dans sa partie inférieure, avec du gravier et du sable. Au-dessous se trouve un rocher imperméable.

Les fondements de la digue sont desséchés par le double réseau de drainages longitudinaux et transversaux d 1, d 2, débouchant dans le puits de contrôle S d'où l'eau est conduite dans le ruisseau de *Luhacovice* au moyen du drainage d 3.

Le remblai de la digue a été fait en couches de 12-15 cm, A et B simultanément. Ces couches étaient arrosées d'une façon modérée, et sans interruption, pendant que 2 rouleaux cannelés en fonte, pesant 3,5 et 4 t, traînés par un tracteur à essence, les traitaient jusqu'à ce que la coupe transversale de la terre comprimée présente l'aspect d'une terre naturelle, absolument compacte, naturellement humide, toutefois de sorte que les entailles de la surface de la couche comprimée soient conservées là où les couches s'engagent l'une dans l'autre.

La couche d'argile mêlée de sable et de terre glaise contenant plus d'eau qu'il n'en faut à la compression naturelle, forme des ondes lorsque le rouleau passe dessus ; elle ne deviendrait pas solide même après quelques années. Elle reste molle, peu solide, élastique et forme un danger pour la solidité de la digue.

Le tassement du barrage n'atteint pas 1/4 % de sa hauteur.

La pente du côté d'amont est divisée par 4 bermes en 8 gradins aux talus resp. de 1 : 3, 1 : 2,5, 1 : 2, 1 : 1,5 et 1 : 1,1, de bas en haut, pour empêcher le glissement éventuel. La partie d'étanchement A est protégée contre les ondes et les influences atmosphériques par un pavage d'une épaisseur de 25 cm, fait en pierres relié par le mortier de ciment, reposant sur un lit de béton de 15 cm, lequel est divisé par des joints de dilatation en carrés de 4×4 m. Le béton est couché directement sur le remblai de la digue, dont les bords, pas assez comprimés sans doute, ont été d'abord enlevés.

La pente du côté aval est divisée par deux bermes en trois gradins aux talus respectables de 1 : 2, 1 : 1,75 et 1 : 1,43. Elle est revêtue d'un gazon, mis à plat. La surface de la partie C, composée de cailloux et de blocs de grès formant ainsi le pied perméable du corps de la digue, est couverte d'une couche en terre végétale de 30 cm et d'un gazon.

Pour faire le revêtement des deux pentes du barrage, on n'attendait pas que le remblai fût complètement terminé. Au fur et à mesure qu'une partie de la digue a été remblayée, on procédait, immédiatement, de bas en haut, à la mise du lit en béton et du pavage. Ce procédé s'est montré très avantageux, pendant la construction, en raison des travaux d'entretien.

Barrage de Plumlov (Fig. 2)

Hauteur maximum au-dessus du fondement	17,5
Hauteur maximum au-dessus du terrain naturel	15.
Largeur de la couronne	5.
Largeur maximum des fondements	72.
Longueur au fond de la vallée	410.
Longueur à la couronne	462.

Qualités pédologiques des matériaux du remblai.

Les matériaux du remblai de la digue ont été extraits par un excavateur à vapeur, à une distance de 700 mètres environ de l'emplacement du réservoir futur. Après l'enlèvement de la couche superficielle de terre végétale, on a rencontré une couche puissante de terre argileuse et, au-dessus de celle-ci, du sable fluvial et des cailloux. Par la propulsion convenable des rails de l'excavateur et par l'inclinaison de l'affût on pouvait régler le mélange de terre, de gravier et de sable suivant qu'il s'agissait d'en mettre dans le noyau de la digue B ou dans la couche étanche A. Ces matériaux ont été mélangés aussi parfaitement que possible par l'excavateur et puis par l'extension sur toute la surface de la digue.

Les matériaux extraits du corps comprimé de la digue, ne cessaient pas d'être analysés au point de vue pédologique. En même temps, on examinait l'influence de la quantité de sable et de gravier immiscée à la terre argileuse sur la *cohérence du remblai empêchant le glissement*. Le procédé était pareil à celui employé au barrage de Luhacovice : l'étude des fissures sur les échantillons, retirés de la digue, des matériaux asséchés doucement, et examinés dans mou

laboratoire. *On a trouvé qu'un mélange considérable de gros sable et de gravier était sans inconvénient pour l'étanchéité des matériaux à condition que chaque grain soit enveloppé d'une couche, même très fine, de glaise.*

Pour le noyau B de la digue on choisissait des matériaux suivant qu'ils étaient à disposition dans les différentes phases de la construction et on les mélangeait avec un pourcentage considérable de sable ou de gravier. *Mais on examinait très soigneusement le mélange de matériaux pour la partie d'étanchement A.* Le tableau suivant indique les résultats moyens des analyses en %, selon le poids :

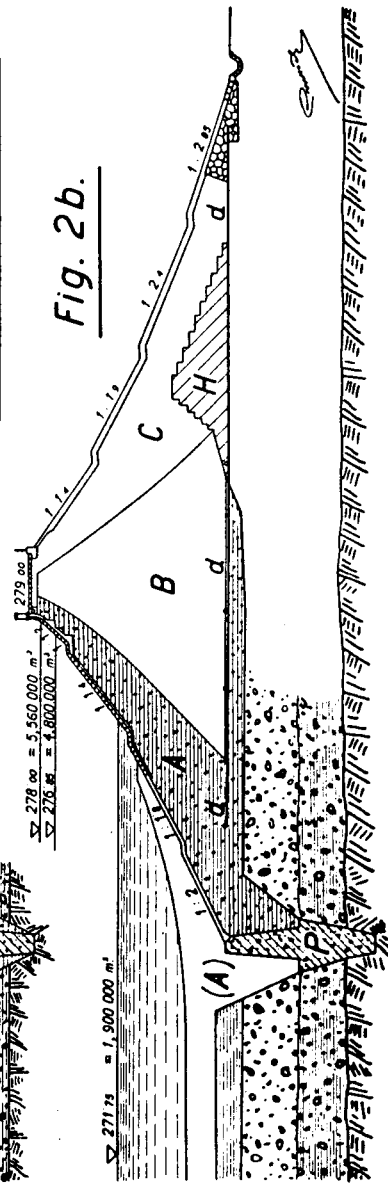
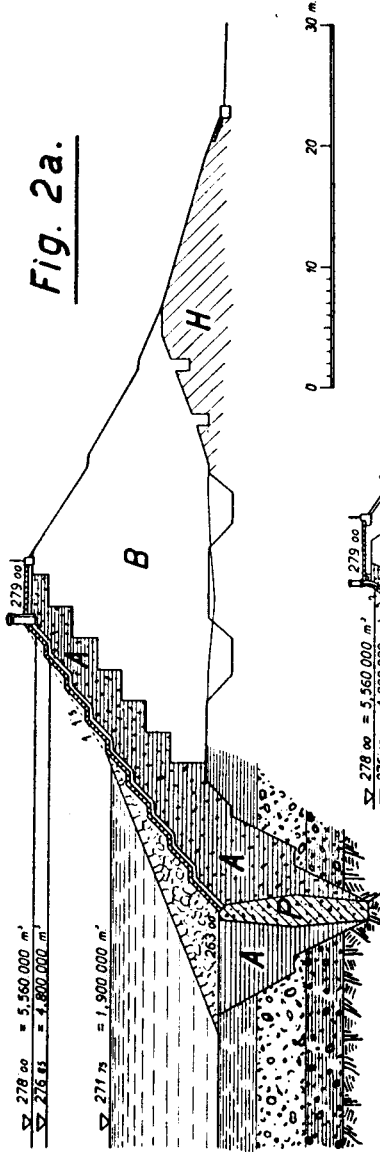
Cote du remblai de laquelle on a pris l'échantillon	C a t é g o r i e					Somme des catégories IV et V
	I Jusqu'à 0,01 mm	II poussière argileuse 0,01—0,05 mm	III sable fin 0,05—0,1 mm	IV sable 0,1—2,0 mm	V squelette plus grand que 2 mm	
270	25,42	42,95	13,09	7,40	11,14	18,54 %
	22,49	40,99	11,93	7,32	17,27	24,59 »
272	22,23	44,82	7,33	10,98	14,64	25,62 »
	24,60	41,00	8,92	6,04	19,44	25,48 »
274	26,50	39,30	9,75	8,15	16,30	24,45 »
	23,41	40,59	6,88	8,26	20,86	29,12 »
276	19,76	43,78	6,43	8,70	21,33	30,03 »
	19,76	47,71	7,80	9,10	15,63	24,73 »
	20,10	54,82	10,54	5,83	8,71	14,54 »

On a examiné de la même manière qu'à Luhacovice : les capacités d'eau et d'air, la grandeur des pores capillaires et non capillaires, dont on a trouvé après la compression, pas même 1 %.

La mesure du poids spécifique des matériaux comprimés a donné les résultats suivants : 2,701 pour le corps B, et 2,708 pour le corps A. On a examiné aussi l'imperméabilité des matériaux sous la surpression de l'eau et on a obtenu des résultats très satisfaisants.

La digue repose sur du gravier alluvial et diluvial, couvert d'une couche de glaise. Elle est insérée aux deux bords dans un rocher ardoiseux. Le fondement du mur de garde se trouve jusque dans la profondeur de 12 mètres dans le rocher. Là où la roche descendait dans une profondeur encore plus grande, le fondement est placé sur de la glaise bleue, solide, sèche et parfaitement imperméable.

Le drainage du corps de la digue a été assuré au moyen des



Barrage en terre de Plumot, près de Prostějov en Moravie, Tchécoslovaquie.

Fig. 2 a Dessin du barrage projeté.
 Fig. 2 b Dessin du barrage terminé.
 P Mur de garde en béton.
 A Couche étanche en argile et en gravier, comprimée par le rouleau.
 C Corps de la vieille digue d'étang.
 H glaise, de sable et de gravier, comprimé par le rouleau.
 C Partie perméable, pierreuse, comprimée par le rouleau.
 H Corps de la vieille digue d'étang.

conduits transversaux en faïence d, placés à intervalles de 60 mètres, de diamètre égal à 15 cm, qui débouchent dans l'enrochement, au pied aval de la digue. Dans ces conduits débouchent trois zones de tuyères de drainage longitudinales en faïence, au diamètre de 10 cm. Quant à l'utilité de ces drainages, il y a des opinions différentes, car il y a, au-dessous du corps de la digue, une couche puissante de sable et de gravier, qui, dans le cas échéant, laisserait passer, sans danger pour la digue, même une quantité considérable d'eau de suintement, d'autant plus qu'au pied aval de la digue il y a une puissante partie C en matériaux pierreux et perméables.

Le remblai a été construit d'une manière à peu près uniforme sur toute la largeur de la digue, par couches d'une puissance de 20 cm, de sorte que les parties A, B, C s'endaient, en se rapprochant, dans des zones plus ou moins larges ou étroites. Pendant le remblayage de la partie d'étanchement A, on a hersé plusieurs fois chaque couche, avant de mettre une autre, avec des herses en fer très lourdes, traînées par le tracteur au moyen d'un câble long de 70 mètres, pour assurer un mélange absolument parfait et une bonne liaison des matériaux frais.

Avant le remblayage d'une couche nouvelle, surtout par les chaleurs d'été, la couche déjà comprimée a été arrosée. C'est ainsi qu'on a obtenu une liaison parfaite des différentes couches. La compression du remblai a été exécutée à l'aide de deux rouleaux cannelés, pesant quatre tonnes, traînés par un tracteur.

Pour la construction, on a utilisé une partie de la vieille digue d'étang H, d'une hauteur de 5 mètres, dont les pentes ont été graduellement déblayées.

Cette digue a été percée de 25 à 25 mètres et les interstices ont été remplis de pierres pour servir au drainage.

La pente de la face d'amont dont les talus relativement abruptes (1 : 2 jusqu'à 1 : 1,2) ont été faits d'après le projet initial (figure 2 a), le changement de la couronne n'ayant pu être effectué, a été assurée, dans sa partie inférieure, contre les vagues, par une plaque en béton, d'une épaisseur de 30 cm, avec des joints de dilatation, et, dans sa partie supérieure, par un pavage en moellons, d'une épaisseur de 30 cm, relié par mortier en ciment et reposant sur un lit en béton d'une épaisseur de 15 cm. La partie basse de la digue A est couverte par une couche d'argile et de gravier et par un mélange de matériaux rocheux, provenant de la digue, éloigné de la surface de la digue pour l'exécution du pavage.

La pente de la face aval C est couverte par une couche de terre

végétale de 40 à 50 cm en épaisseur et revêtue d'un gazon spécialement choisi qui y trouve de bonnes conditions pour son développement.

La digue, notamment dans la couche A, forme un corps compact qui ne se tasse pas, en pratique.

Les travaux ayant pour but d'assurer les pentes de la digue ont été commencés, de même que dans le cas du barrage de Luhacovice, aussitôt que l'amoncèlement du remblai le permettait. On pare, ainsi, aux dommages causés au talus par les averses, les gelées et autres influences climatiques.

CONCLUSION

A l'époque actuelle, on examine d'une façon systématique minutieuse, pour chaque barrage en béton, l'influence du ciment, de la roche, du gravier, du sable, de l'eau, etc, sur la résistance, la contraction, etc., à l'aide des échantillons d'un mélange déterminé, préparés au laboratoire ou bien extraits du barrage. De même, on devrait essayer les matériaux formant un barrage en terre et particulièrement la partie d'étanchement, si celle-ci se trouve du côté d'eau.

En dehors de l'examen de l'étanchéité et des qualités pédologiques des différents mélanges de terre, de glaise, de sable et de gravier, se trouvant dans la proximité du chantier, il est nécessaire d'examiner leur aptitude sur des échantillons préparés des matériaux comprimés de la même façon qu'ils doivent être comprimés en réalité. *Par un séchage ralenti de ces échantillons et par le contrôle des fissures se formant éventuellement, ainsi que de leur grandeur, on acquiert une idée de la quantité nécessaire de sable et de gravier à additionner au mélange pour augmenter sa cohérence, empêcher la formation des fissures et atteindre la sécurité contre le glissement de la pente d'amont, protégée contre les vagues et contre les influences de la température, soit par pavage, soit par béton, soit enfin par remblai en pierres.*

Ces examens doivent être faits avant le commencement de la construction, mais il faut les poursuivre jusqu'à son achèvement.

Le monde devra être informé sur les résultats obtenus.

RESUME

On a construit récemment, en Moravie, deux barrages en terre d'une hauteur de 17 à 18 mètres. A Luhacovice, on disposait de très bonne argile, mais on manquait de sable ; à Plumlov, on avait du bon sable, de la pierraille et de la pierre en quantité suffisante, mais pour l'étanchéité on n'avait que de la glaise et pas d'argile.

Les projets des deux barrages ont été établis avant la guerre, d'après le type de construction française (fig. 1 a et 2 a), avec un mur d'étanchéité P en béton. La guerre a arrêté leur construction. Quand on l'a reprise, on a fait subir au projet une modification pour tenir compte du danger de glissement de la face amont, comme on le voit sur les figures 1 b et 2 b.

Cette modification s'appuyait sur les expériences faites en France sur la construction des barrages en terre et sur les résultats obtenus par M. le Professeur Smrček à l'occasion de ses expériences de laboratoire, provoquées par la rupture du barrage de Bila-Desna.

Le corps du barrage a été pourvu, du côté amont, d'une couche A imperméable, destinée à éviter le glissement ; cette couche s'appuie sur un noyau B qui est fait de matériaux pris sur place. Du côté aval, ce noyau a été recouvert d'une couche C composée de matériaux perméables, tels que pierraille, roc, etc.

Les matériaux composant les couches A, B et C ont été déversés en même temps par épaisseurs de 12 à 20 cm, de telle manière que les matériaux d'une couche recouvrent la couche précédente en la dépassant un peu sur les bords, les deux couches étant ensuite comprimées avec soin au moyen d'un rouleau pesant et cannelé.

La composition du matériau, au point de vue de son imperméabilité à l'eau, a été vérifiée soigneusement au moyen d'analyses pédologiques. Au point de vue de la sécurité de la couche A contre le glissement, M. le Professeur Smrček a fait des essais comparatifs de laboratoire sur des éprouvettes ayant comme dimensions 40×40×40 cm. Pour une première approximation, ces éprouvettes ont été faites d'un mélange soigneusement comprimé d'argile ou de glaise prise sur place, avec du sable et du gravier de rivière à gros grains ; quand les matériaux ci-dessus ont fait défaut, on les a remplacés par des conglomérats de roc, de pierraille et du sable écrasé d'un rocher solide. Ces éprouvettes ont été lentement séchées. Si le mélange contenait une trop faible proportion de sable à gros grains et de pierraille, il se produisait de nombreuses fissures qui allaient

constamment en s'élargissant et il se détachait du matériau corroyé de minces écailles ; au contraire, quand le mélange avait la composition convenable, il ne se manifestait aucune fissure.

En ce qui concerne la couche A du barrage de Luhacovice, on a trouvé empiriquement que le mélange convenant le mieux contenait environ 15 % de sable grossier et de pierraille, avec au moins, en outre, 35 % de sable argileux. Pour le barrage de Plumlov, on a trouvé que la composition la meilleure, pour la couche A, était la suivante, en poids : 35 % de sable et de gravier siliceux grossier. Des échantillons de ce mélange, une fois comprimé, et pris du corps même de la digue ont été soumis à une étude au point de vue de la dessiccation et de l'imperméabilité.

Pour les barrages en terre remblayés, en ce qui concerne spécialement la couche d'étanchéité A, la composition appropriée du mélange fait de matériaux (sable et pierraille) prélevés sur place, devrait être examinée avec le même soin qu'on examine les matériaux employés pour la construction des barrages en béton.

Outre les essais concernant l'étanchéité et les propriétés pédologiques du mélange de glaise, d'argile, de sable, de pierraille, il est indispensable d'exécuter les essais sur des échantillons, le mélange étant dans le même état comprimé que celui où il se trouve quand on l'emploie. Le séchage lent de ces échantillons et l'étude des fissures qui se forment dans un cas donné fournissent des bases pour la détermination convenable du pourcentage de sable et de pierraille qui est nécessaire à la bonne tenue de l'ouvrage, et se poursuivent sans arrêt pendant toute la construction, jusqu'à son achèvement.

Les résultats obtenus doivent être publiés.

SUMMARY

Two earth dams, 17 and 18 m high, have recently been constructed in Moravia: One near Luhacovice, where the best insulating material, such as loam, was plentifully available, but sand and stone were deficient, and one near Plumlov under quite different geological conditions, where suitable sand, river gravel and stone were in abundance, but no loam, only earth. Both of these dams were planned before the War in the French type fig. 1 a and fig. 2 a, with a concrete foot P, which had actually been constructed. Construction was suspended during the War. Before it was resumed, Professor Smrcek pointed out the danger of slide on the upstream side of the dam and effected a change in the plan, as shown in fig. 1 b and fig. 2 b, based on experience acquired in France and on his own experiments made on laboratory models of earth dams, particularly with reference to the lesson given by the rupture of the earth dam at Bila Desná in Bohemia. The change consisted in providing the body of the dam on the upstream side with an insulating layer A, secured against sliding and supported by a kernel B, made of a material of which there is plenty on the spot, this material being covered on the down-stream side with layer C, consisting of permeable material, such as rubble, rock fragments, etc. These three layers are being layed simultaneously at a slight inclination towards the reservoir, each being 12 to 20 cm in strength, overlapping slightly on the borders, thus forming one body, most perfectly compressed by heavy, grooved rollers.

The fitness of earthen material has been tested as to its impermeability by means of careful structural analysis.

In order to test the safety of insulating layer A from slides, continuous comparative experiments have been made according to the suggestions of Professor Smrcek in his laboratory, the samples experimented with being 40 by 40 by 40 cm in size, made of different mixtures intensely compressed, to serve for the first comparisons. The materials used were loam or earth with coarse river gravel or rubble stones which are found in the place in question, or in their absence, crushed coarse sand and metal obtained from solid rock. These samples desiccated slowly when the quantity of coarse sand or gravel in the mixture was insufficient and there appeared numerous fissures steadily widening and thin layers of stamped material were peeling off. No fissures appeared when the mixture

was correct. For the Luhacovice insulating layer A, experiments have shown as the most suitable a mixture consisting approximately of 15 % of crushed sand, and at least 35 % of loam sand.

For the Plumlov insulating layer A, the most advantageous proportion has been found to be an admixture of about 25 % in weight of sand and coarse pebbles in the insulating earth.

Samples of the material, rolled from this mixture, were being continually taken out of the layers of the dam for control purposes and were tested for desiccation and impermeability.

For earth dams, particularly for the insulating membrane A, tests should be made with mixtures containing insulating materials available on the spot, and sand or gravel, similar to the tests which are being made with concrete masonry.

Besides examining the permeability and structural properties of mixtures consisting of earth, loam, sand and gravel, it is necessary to examine the suitability of these mixtures on models, compressed so as shall be the case in the actual dam. By letting these models slowly desiccate and by observing the extent and size of the fissures, a standard will be obtained by which to determine the proportion of sand and gravel in the mixture that is necessary to make the material employed compact and not apt to slide on the upstream side and free from dangerous fissures.

Such tests should be carried out before the work is started and continued as the work will progress.

The results of the tests should be published.

ZUSAMMENFASSUNG

In Mähren wurden jüngst zwei 17-18 m hohe Erddämme für Talsperren aufgeführt. Bei *Luhacovice* wo für die Aufschüttung des Dammes bestes Tonmaterial für Dichtungszwecke in Fülle zur Verfügung stand, dagegen es an Sand und Stein mangelte. Bei *Plumlov*, wo wieder in genügender Menge geeigneter Sand, Schotter und Stein, dagegen zur Dichtung kein Ton sondern nur Lehm vorhanden war. *Beide Talsperren waren vor dem Kriege nach der französischen Bauart* fig. 1 a, 2 a mit Dichtungsfuss P aus Beton geplant, was auch ausgeführt wurde. Während des Krieges wurde nicht gebaut. *Bei Wiederaufnahme des Baues wurde mit Rücksicht auf die Rutschgefahr der wasserseitigen Böschung eine Aenderung des Projektes durchgeführt*, wie sie in fig. 1 b, 2 b eingezeichnet ist, die sich auf die, in Frankreich beim Baue von Erddämmern gemachten Erfahrungen und auf die Resultate der von Prof. Smrcek anlässlich des Dambruches der Sperre an der Bila Desna ausgeführten Modellversuche im Laboratorium stützte. *Der Dammkörper wurde auf der Wasserseite mit einer dichtenden, gegen das Abrutschen gesicherten Schichte A versehen, die sich gegen den aus dem auf dem Bauplatze vorhandenen Materiale hergestellten Dammkern B anlehnt, der wieder auf der Luftseite mit einer aus durchlässigen Materiale wie: Schotter, Felstrümmer, etc., bestehenden Schichte C überdeckt wurde.* Das Material dieser Schichten A, B, C, wurde gleichzeitig in 12-20 cm starken, mässig gegen das Becken geneigten Lagen geschüttet und zwar derart, dass das Material einer Schichte in das der anderen an den Rändern übergriff, jede Lage also ein Ganzes bildete, worauf sie mit einer schweren geriffelten Walze tunlichst verdichtet wurde. Die Eignung des Materiales in Bezug auf Wasserundurchlässigkeit wurde sorgfältig durch pedologische Analyse festgestellt. *Hinsichtlich der Sicherheit gegen das Abrutschen der Dichtungsschicht A* wurden im Laboratorium Prof. Smrcek ständig vergleichende Versuche ausgeführt an Versuchskörpern von der Grösse $40 \times 40 \times 40$ cm, die für den ersten Vergleich aus tunlichst komprimiertem Gemisch von an der Baustelle vorhandenen Ton oder Lehm mit grobkörnigen Flussand und Geröll und im Falle des Fehlens oben erwähnten Materials, von Trümmern gewachsenen Felsens, Quetssand und Schotter hergestellt wurden. Diese Versuchskörper wurden langsam getrocknet. War in der Mischung zu wenig grober Sand und Schotter vorhanden, so entstanden zahlreiche,

unaufhörlich sich vergrößernde Risse und es erfolgte die Ablösung schwächerer Schalen des gestampften Materiales. Bei richtig zusammengesetzter Mischung entstanden keine Risse. Für die Luhacovice Dichtungsschicht A fand man empirisch das passendste Gemisch von beiläufig 15 % Quetschsand und Schotter, sowie mindesten weitere 35 % lehmiger Sand. Für die Plumlover Dichtungsschicht A zeigte sich eine Beimischung zum Dichtungslehm von 35 % Sand und groben Kieseln nach dem Gewichte als am geeignetsten. Proben dieses verdichteten Gemisches wurden für Kontrollzwecke immer aus den einzelnen Schichten des Damkörpers entnommen und einer Untersuchung in Bezug auf Trocknung und Dichtigkeit unterworfen.

Für geschüttelte Erddämme, namentlich für die Dichtungsschicht A, sollte immer die geeignete Zusammensetzung der Mischung von dem an der Baustelle vorhandenen Dichtungsmaterial mit Sand und Schotter durch Versuche ausprobiert werden mit derselben Sorgfälligkeit wie es bei Bauten mit Betonmauern geschieht.

Neben den Prüfungen auf Dichtungsfähigkeit und auf die pedologischen Eigenschaften des Gemisches von Lehm, Ton, Sand und Schotter ist es notwendig die Eignung dieses Gemisches in jenem verdichteten Zustand an versuchskörpern zu untersuchen, in welchem es zur Verwendung gelangt. Durch langsames Trocken dieser Proben und Studium der gegebenenfalls entstehenden Risse sowie deren Grösse erhält man Anhaltspunkte über die geeignete Menge der Beimischung von Sand und Schotter, die für den Zusammenhalt des verwendeten Materiales notwendig ist um das Abrutschen des Hanges der Wasserseite, sowie die Bildung schädlicher Risse zu verhindern.

Die Versuche sollen noch vor Inangriffnahme des Baues begonnen und sollen beständig während des Baues bis zu dessen Vollendung durchgeführt werden.

Die erzielten Ergebnisse sollen veröffentlicht werden.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 26

**Methoden zur Untersuchung der Verwendbarkeit
eines Baustoffes für die Herstellung
eines Staudammes aus Erde**

Berichterstatter Ing.Dr.Jul.FIEDLER

Allgemein anerkannte, fachwissenschaftlich ausgebildete Methoden, die geeignet sind, die Tauglichkeit eines Schüttungsstoffes zu beurteilen, die Wasserundurchlässigkeit, die Bedingungen der Standsicherheit, die Güte der fertigen Arbeit zu prüfen, fehlen. Infolgedessen sind die im Schrifttum vertretenen und beim Baue verwendeten Grundsätze uneinheitlich, ja oft einander widersprechend. Die wichtigen Lehren der Kolloidchemie, namentlich über die Bodenkolloide und die daraus sich ergebenden Folgerungen für die Bodenphysik werden im Dammbau fast nicht beobachtet, das für andere Zweige der Ingenieurfähigkeit gut ausgebildete Versuchswesen wird auf diesem Gebiete selten gepflegt.

Für die auf die Baustoffe (Erde u. a.) anzuwendenden Prüfungsverfahren ist zweifellos die Querschnittsausbildung des Staudammes massgebend. Es ist insbesondere darauf Bedacht zu nehmen, ob der Damm seinem ganzen Querschnitt nach einheitlich tragend

und zugleich wasserabdichtend wirken soll, oder ob diese Aufgaben getrennt durch einen Stützkörper und einen wasserundurchlässigen Körper (Dichtungsschicht, Puddle-Core) entsprochen wird.

Der Bauvorgang ist ebenfalls von wesentlicher Bedeutung. Die Baustoffbeurteilung für Staudämme, die nach dem seit altersher geübten Verfahren durch Schüttung in niedrigen Lagen mit darauffolgender Zusammendrückung (Stampfung, Walzung) hergestellt werden, muss zum Teil nach andern Gesichtspunkten erfolgen, wie bei Dämmen, welche nach dem in Amerika entwickelten Spülverfahren, das sich allerdings in Europa noch nicht eingebürgert hat, erbaut werden.

Im Allgemeinen haben die Prüfungsverfahren, die tunlichst einfach und für den Bauplatz tauglich sein sollen, daher Aufschlüsse zu liefern über;

A. — Das Bodengefüge (Struktur), Anteil der Steine, der groben, feineren und feinsten Bestandteile des Bodens.

B. — Die Feststellung der physikalischen Eigenschaften, des Eigengewichtes der Bodenkörper (Spezifisches Gewicht), des Raumgewichtes der Schüttungsstoffe, damit im Zusammenhange der Porenräume in natürlicher Lagerung, ferner in aufgelockertem Zustande und nach erfolgter Verdichtung durch Stampfung oder Walzung (Verdichtungsfähigkeit), der Wasserdurchlässigkeit.

C. — Die Bodenkolloide, Schuzkolloide, Raumbeständigkeit, Quellfähigkeit.

D. — Vorkommen von Kalk-, Humin- und Eisenverbindungen sowie etwaigen andern chemischen Beimengungen.

E. — Untersuchungen an Versuchsdämmen und fertigen Staudämmen.

F. — Kontrolleinrichtungen.

Bemerkungen zu:

A. — Die Aufschlüsse über das Bodengefüge (Struktur) sollen ein vollständiges Bild über den Aufbau des Bodens geben. Es muss also der Anteil der Steine, des Kieses und Sandes ermittelt werden. (Bodengerüst).

Grössere Steine im Dammkörper erschweren die Dichtung (Stampfung, Walzung) ausserordentlich, sowohl im Stützkörper,

noch mehr im Dichtungskörper. Andererseits sind sie für die stand-
sicheren und böschungsbildenden Dammteile erwünscht.

Die Siebanalysen und die in der Bodenkunde (Pedologie) üblichen, ursprünglich für landwirtschaftliche Zwecke ausgebildeten Untersuchungsverfahren, vornehmlich die Schlemmanalysen bedürfen der Normierung nach einheitlichen Grundsätzen. An Stelle der derzeit vorhandenen Unterschiede in der Bezeichnung der Bodenbestandteile sollte eine einheitliche Klassifikation (Kennziffern) treten.

In der Tschechoslovakei wird zur Zeit fast allgemein die Bodenklassifikation nach Prof. Kopecký (Die Bodenuntersuchung, Prag 1901, Landeskulturrat für das Königreich Böhmen) angewendet.

Kopecký verwendet für die Entnahme des zu untersuchenden Bodens von der Lagerstätte Stahlrohre von 50.5 mm und von 80 mm Durchmesser, damit beim Eintreiben der Entnahmsrohre eine Veränderung des natürlichen Bodengefüges tunlichst vermieden werde. Der Inhalt der einzelnen Bodenproben ist 70 cm³ oder 200 cm³. (Bei ungünstiger Bodenbeschaffenheit ist nach Ansicht des Berichtstellers noch ein grösserer Durchmesser ratsam.)

Die gröberen Bestandteile des Bodens werden durch ein Sieb von 2 mm Maschenweite abgesondert. (Bodengerüst). Der Rückstand wird in dem Drei-Zylinder-Schlemmapparat, Bauart Kopecký untersucht. Die Ausführung einer Schlemmanalyse erfordert 90 bis 120 Minuten, während beispielweise dieselbe Untersuchung mit dem Schöneschen Gerät 8-10 Stunden erfordert.

Das Gerät Kopeckys sondert:

I	Korngrösse	unter	0.01 mm
II	"	von	0.01 " -- 0.05 mm
III	"	"	0.05 " -- 0.10 "
IV	"	"	0.10 " -- 2.00 "

B. — Es werden erhoben nach Kopecký (Die physikalischen Eigenschaften des Bodens, Verlag für Fachliteratur, Wien-Berlin-London 1914):

- a. Das Raumbgewicht des Bodens
 - b. Das Eigengewicht (spezif. Gewicht) der Bodenkörner
 - c. Die Gesamtporenräume (Porosität)
- $$\frac{S - s}{S} \cdot 100 = P \%$$

d. Die absolute Wasserkapazität des Bodens nach 24 stündiger Stättigung mit Wasser

bezogen auf das Volumen der Bodenprobe .. W_v %

„ „ „ nach Trocknung bei 100° C

e. ermittelte Gewicht der Bodenprobe W_g %

f. Die Luftkapazität des Bodens, d. i. $P - W_v = L$ %

Bemerkung des Berichterstatters:

Der Wert L ist meist sehr klein, er hat für die landwirtschaftliche Bodenbeurteilung grosse, für Bauzwecke untergeordnete Bedeutung.

g. Die relative Durchlässigkeit D_w
das ist die Wassermenge, die durch eine Säule wassergesättigten Bodens von 100 mm Höhe und 1000 mm² Querschnitt in 24 Stunden sickert.

Bemerkung des Berichterstatters:

Es wirkt also nur das Gewicht des aufgegossenen, 50 mm über Erdoberfläche gestauten Wassers und der Luftdruck. Diese Prüfung wird für landwirtschaftliche Zwecke meist bei unverändertem natürlichem Bodengefüge vorgenommen.

Die einfachen Verfahren nach Kopecký eignen sich recht gut für Untersuchungen auf dem Felde und Bauplatze. Die nach seinen Angaben gebauten Geräte liefert die Firma Huněk, Prag, Spálena. Die im Fachschrifttum beschriebenen Verfahren und Geräte für die Bodenuntersuchung nach Schöne, Kühne, Allerberg erfordern, wie Vergleichsversuche ergaben, mehr Zeit als die nach Kopecký, welche hinreichend genaue Ergebnisse für Dammbauzwecke liefern. Einzelheiten sind in den erwähnten Veröffentlichungen beschrieben. Das Schlemmverfahren nach Wiegner (Ueber eine neue Methode der Schlemmanalyse, Zentralblatt für die gesamte Landwirtschaft, 1920) ist dem Berichterstatter nur aus der Veröffentlichung bekannt.

Nachstehend sei noch als Beispiel das Ergebnis einer der zahlreichen nach Kopecký ausgeführten Bodenuntersuchungen angeführt. Die Bodenprobe wurde aus der Dichtungsschicht eines fertigen, bereits in Dienst gestellten Staudammes (vollendet im Jahre 1914, Bodenuntersuchung ausgeführt 1925) bei unverändertem Gefüge, wie es der Bauvorgang lieferte, entnommen.

Bodengerüst (Bodenskelett) Körner über ..	2.0 mm	24.56 %
„ von ..	0.1 — 2.0 mm	30.75 %
„ „ ..	0.05 — 0.1 mm	3.15 %
„ „ ..	0.01 — 0.05	21.12 %
„ unter ..	0.01 mm	20.42 %

Eigengewicht der Körner (spezif. Gewicht) ..	S	2,668 g/cm ³
Raumgewicht des Bodens	s	2,043 "
Porenraum (Porosität)	P	23, 42 %
Wasserkapazität	Wy	23, 22 %
Luftkapazität	L	0, 20 %
Relative Durchlässigkeit	Dw	45, 13 cm ³ /24 h.

Die Porenräume P und die Luftkapazität L sind verhältnismässig klein, woraus auf eine gute Verdichtung durch den Bauvorgang geschlossen werden könnte. Die relative Durchlässigkeit Dw spricht aber gegen diesen Schluss. Die Porenräume ein und desselben Bodens weisen je nach der Lagerung seiner Bestandteile sehr verschiedene Werte auf, ferner ist wesentlich, ob ihre Absetzung unter Beihilfe des Wassers erfolgte. Sehr beachtenswert für die Beurteilung dieser Verhältnisse ist der Vorschlag Terzaghis (Erdbaumechanik, Leipzig 1925).

Dieser Forscher empfiehlt die Einführung weiterer Kennziffern mit folgender Bezeichnung:

n_0	Porenvolumen bei lockerster Lagerung
n_{min} ..	" " festester " (künstl. Verdichtung.)
n	" " natürlicher "

ferner

$$\varepsilon, \varepsilon_0, \varepsilon_{min} \text{ Porenziffern, wobei } \varepsilon = \frac{n}{1-n}$$

$$F' = \frac{n_0 - n_{min}}{n_{min}(1 - n_0)} \dots \dots \dots \text{ Verdichtungsfähigkeit}$$

$$D = \frac{(n_0 - n)(1 - n_{min})}{(1 - n)(n_0 - n_{min})} \dots \dots \dots \text{ relative Dichte}$$

Die Werte F und D ermöglichen, zu beurteilen, ob ein Boden dicht oder locker gelagert ist.

Für den Dammbauer wertvoll ist ferner der ebenfalls von Terzaghi empfohlene Begriff

$$G = \frac{w \cdot \gamma \cdot (1 - n)}{n} \dots \dots \dots \text{ Feuchtigkeitsgrad eines Bodens}$$

w

γ

n

Lehmige und tonige Böden haben bei einem bestimmten Wassergehalt ihre höchste Undurchlässigkeit.

C. — Zu den wichtigsten Bodenkolloiden gehören die tonigen Stoffe, worunter alle Stoffe gemeint sind, — nicht nur echte Tonerde im chemischen Sinne, — die sich physikalisch wie echte Tonerde verhalten. (Nach Schlösing alle feinen Bodenbestandteile unter 0.002 mm). Die tonigen Stoffe besitzen die Eigenschaften der reversiblen Kolloide, sie quellen bei Hinzutritt des Dispersionsmittels, werden zu Hydrosolen, aus denen die festen Bestandteile (Gele) durch Elektrolyte ausgefällt werden. Das Quellen und Schrumpfen der tonigen Stoffe, ihre Raumbeständigkeit steht im engen Zusammenhange mit dem Anteil der feinen und feinsten Teilchen und des Dispersionsmittels. Die von dem Zerteilungsgrad, von der Feinheit der Körnchen abhängige Oberflächenspannung erzeugt gewaltige Quellungskräfte.

Die Kolloide sind auch ausgezeichnete Schmiermittel. Diese Eigenschaften der tonigen Stoffe, ausserdem noch die veränderlichen äusseren Kräfte, die auf einen Staudamm wirken, (wechselnde Wasserlast), erheischen besonderes Augenmerk. Es ist durchaus nicht möglich, mit Hilfe des im Dammbau üblichen Arbeitsvorganges (Schüttung, Stampfung, Walzung) die feinen Bestandteile des Bodens, wie es wünschenswert wäre, in den Zwischenräumen der grösseren Körner abzulagern, der Dammkörper bleibt daher immer mehr oder weniger porös, wodurch der Wasserzutritt ermöglicht ist. Infolge dessen entstehen bedeutende Druckspannungen, Gleichgewichtsstörungen und andere Aenderungen der physikalischen Eigenschaften des Dammkörpers.

Die Verfahren der Bodenanalyse geben über den Anteil der feinen und feinsten Bestandteile in einem Dammbaustoffe nach den Erfahrungen des Berichterstatters für Dammbauzwecke hinreichend genauen Aufschluss, genauere, wissenschaftlich schärfere Verfahren sind für den Dammbau kaum notwendig und wohl kaum für den Bauplatz geeignet. Die bis jetzt erwähnten, verhältnismässig einfachen Verfahren sollten aber nicht nur für die Vor- und Entwurfsarbeiten, sondern auch während des Baues selbst fortlaufend für die Eignungsprüfungen der Baustoffe gebraucht werden. Dies ist notwendig, denn die Zusammensetzung der Böden wechselt oft unvermittelt auf der natürlichen Lagerstätte.

Die erschöpfende Untersuchung der Baustoff-Fundstellen vor Baubeginn ist nicht immer tunlich. Die bei einem Dammbau be-

schäftigten Ingenieure sollen mit den Verfahren der Bodenanalyse vertraut sein und deren Ergebnisse richtig deuten können.

Dies ist durchaus nicht immer der Fall, (Fiedler, Staudämme aus Erde, H. D. I. Mitteilungen 1931, Heft 21, 22).

D. — Kohlensaurer Kalk im Boden vermindert dessen Bindigkeit, trägt zur Krümelstruktur bei, neutralisiert Humussäuren und begünstigt die Oxydation von Eisenoxydulsalzen.

Für Dammbauzwecke genügt die einfache, *qualitative Bestimmung* des Kalkes durch Befeuchten des Bodens mit Salzsäure.

Längeres Brausen der entweichenden Kohlensäure deutet auf grösseren Kalkgehalt.

Quantitative Verfahren zur Kalkbestimmung im Boden sind nur für landwirtschaftliche Zwecke notwendig.

Humine Bodenbestandteile.

Für ihre *qualitative Feststellung* genügt die Bodenfarbe von grau bis schwarz. Das *quantitative Verfahren* für die Humusbestimmung (Glühverfahren) ist für den Dammbauer entbehrlich.

Eisenverbindungen.

Diese begünstigen das Zusammenballen lehmiger und toniger Bodenbestandteile, sie drücken die Wasserdurchlässigkeit herab und geben in sandig-humösen Böden Anlass zu der in der Landwirtschaft unbeliebten Ortsteinbildung (Raseneisenstein). Wenn die Wirkung von Schutzkolloiden (Humineverbindungen) durch Elektrolyte gestört wird, werden Eisenkolloide ausgeflockt. Sie wachsen dann nicht nur mechanisch, sondern gewissermassen auch chemisch mit der umgebenden Dammasse zu einem festen, steinähnlichen Stoffe zusammen.

In Böhmen sind noch zahlreiche alte Teiche vorhanden. Der Hirschberger Teich, der eine Oberfläche von 350 ha bei 6 Millionen Kubikmeter Stauinhalt hat, wurde im 14. Jahrhundert errichtet. Der Rosenberger Teich, der bei Hochwasser einen Stauinhalt von fast 50 Millionen Kubikmeter und eine Oberfläche von 7 Quadratkilometer hat, stammt aus dem 16. Jahrhundert. Die Dämme dieser und vieler anderer Teiche sind aus einem fast reinen, feinkörnigen Sand erbaut, der fast gar keine der von den zeitgenössischen Dammbauern geforderten tonigen Beimengungen enthält.

Diese Dämme besitzen kein besonderes Dichtungsmittel (Kern) und wirkten anfänglich wie Langsamfilter. Der Hirschberger Teichdamm zeigt noch heute auf der Luftseite Wasseraustritte. Im Laufe der Zeit verstopften sich die Wasserwege allmählich durch Absatz der im Beckenwasser fast immer vorkommenden kolloiden Beimengungen. Ausgeflockte, irreversible Kolloide verkitteten den Dammkörper in gewissen Zonen zu einer Art Naturbeton, zu einer steinähnlichen Masse, sodass beispielsweise die vor mehreren Jahrhunderten in den Dammkörper des Rosenberger Teiches unmittelbar eingebetteten Abflussröhren aus Tannenholz (über 20 Stück) vollständig gesund und unversehrt geblieben sind.

Diese bemerkenswerte Beobachtung hat der Berichterstatter gelegentlich der Besichtigung des Neubaus einer an den Teich angeschlossenen Wasserkraftanlage im Jahre 1920 gemacht und dabei auch festgestellt, dass trotz des 400-jährigen Bestandes des Dammes und der verwendeten Schüttungssstoffe (feiner Sand) sein ausgesprochen schichtliges Gefüge (durchschnittlich 10 cm hohe, gestampfte Schichten) deutlich wahrnehmbar waren. Kolloidale Eisen- und Huminverbindungen spielen bei solchen Erhärtungsprozessen eine wichtige Rolle.

Qualitativ ist die Anwesenheit von Eisen im Lehm durch *rotbraune* oder *braune*, im Ton durch *gelbliche*, *grünliche* oder *bläuliche* Farbe, im Sandboden durch *gelbe* oder *rostige* Farbe und *rostige* Flecken erkennbar. Bei Anwesenheit von Wasser deutet dessen an der Luft *opalisierende* Oberfläche, dann die Bildung eines *gallertartigen*, *gelbbraunen* Schlammes darauf hin, dass das Wasser eisenhaltige Böden durchflossen hat.

Das *quantitative* Verfahren (chemische Analyse) wird vom Dammbaumeister kaum benötigt.

E. — Die bisher aufgezählten Merkmale und Verfahren, die für die Beurteilung der für den Staudammbau in Betracht kommenden Bodenarten dienen, sind wohl geeignet, dem erfahrenen Ingenieur wertvolle Aufschlüsse zu liefern. Wesentlich sicherere Folgerungen über das Endergebnis, welches entsteht durch das Zusammenwirken der Bodeneigenschaften, des Bauvorganges, der Sorgfalt bei der Bauausführung können aber doch nur *auf einem anderen Wege* erzielt werden.

Auf Grund langjähriger Beobachtungen und Untersuchungen von alten und neuen Staudämmen schlägt der Berichterstatter für alle grösseren Staudammbauten vor, dass neben den bereits auf-

gezählten, mehr weniger laboratoriums-mässigen Untersuchungsverfahren als *wichtigste Eignungsprüfung* der Baustoffe die Untersuchung von *Probedammteilen* auf der Baustelle ausgeführt werde.

Die etwas grösseren Kosten dieses Verfahrens werden reichlich durch Vermeidung von Misserfolgen und den damit verbundenen, hohen Nachtragskosten aufgewogen. Zur Erläuterung dieses Vorschlages sei das Ergebnis einer von dem Berichterstatter an dem geborstenen Staudamm an der weissen Desse ausgeführten Untersuchung mitgeteilt.

Das Urteil (Gutachten) der vom Gericht bestellten, im Staudambau nicht tätig gewesenem Sachverständigen wurde von anderer Seite bekämpft und die von ihnen angewendeten Untersuchungsmethoden als unzulänglich bezeichnet. Die Gerichtssachverständigen schrieben einer Reihe von Ursachen (im Ganzen 17) den Dambruch zu.

Der Zweck der von dem Berichterstatter als Privatsachverständigen nachträglich ausgeführten Untersuchungen und Versuche war, über folgende Punkte Aufklärung zu geben:

1. Ob die verwendeten Dammbaustoffe geeignet waren;
2. Ob der eingehaltene Arbeitsvorgang (Schüttung in vorgeschriebenen Lagenhöhen von 40 cm Höhe, Verdichtung durch Walzung) richtig war;
3. Ob die vorgeschriebene besondere Dichtungsschichte vorhanden war;
4. Ob die genügende Wasserdichtigkeit erzielt worden war;
5. Ob die Gründung des Dammes und des in diesen eingebauten Rohrstollens die Hauptursache der Katastrophe war;
6. Ob die Quersickerung des Druckwassers vom gefüllten Becken her oder *die Durchfeuchtung vom Damuntergrund* her die Hauptursache war.

Diese und eine Reihe anderer, hier nicht aufgezählter Fragen sollte aufgeheilt werden.

Versuch über die Druckwasserbewegung im Damme.

Es wurden (Fig. 1, 2) senkrecht zur Dammlängsachse drei 5 m tiefe, durchgehende, oben 2.1 m, unten 0.6 m breite Einschnitte durch den stehengebliebenen Dammteil geführt und vorsichtig abgepölst, obwohl sich die steilen Böschungen auch längere Zeit

ohne Abstützung erhalten hätten, denn der Dammkörper war fest gewalzt.

Zwischen den Einschnitten wurde ein je 4 m tiefer Schacht von 1 Quadratmeter Querschnittsfläche abgeteuft. Die wagrechte, in der Dammachse gemessene Entfernung zwischen den Schachtmitten und der jeweiligen Einschnittsfläche betrug demnach in der Höhe des Schachtbodens 3,15 m.

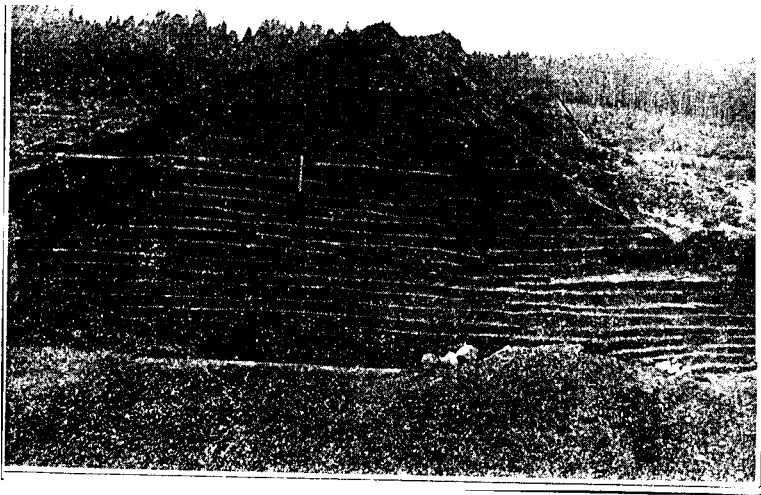


Abb. 1

Dammbrechfläche nach Abraumung der durch die Niederschläge verwaschenen Oberflächenschichte Aufgedecktes schichtiges Gefüge.

Beim Ausbau der Schächte und Einschnitte konnte festgestellt werden, dass trotz stärkerer, kurz vorher erfolgter Regengüsse das Damminnere und auch die obersten Dammschichten trocken waren. Es konnte also keine Einsickerung der atmosphärischen Niederschläge quer zu den Walzschichten (lotrecht) stattgefunden haben. Auf diesen Umstand wird besonders aufmerksam gemacht.

Zuerst wurde der Schacht I mit Hilfe einer Pumpe und einer längeren Schlauchleitung vorsichtig bis auf 3,55 m Höhe, gemessen vom Schachtboden, gefüllt. Hierzu war eine Wassermenge von 8,96 Kubikmetern und eine Füllzeit von 9000 Sekunden erforderlich. Nachdem der Schachtlinhalt bis zur angegebenen Füllhöhe 3,55 Ku-

bikmeter beträgt, ist also während der Füllzeit der Unterschied 8.96 — 3.55 d. i. 5.41 Kubikmeter in den Dammkörper eingedrungen. Die Füllung des Schachtes wurde dann durch fortgesetztes Zupumpen auf gleicher Höhe erhalten.



Abb. 2
Schürfung auf der Wasserseite mit photographierter
Schichtenhöhe. Böschungspflaster.

Schon nach 2 Stunden 15 Minuten, gerechnet vom Beginn der Wasserfüllung, zeigte sich auf der Einschnittfläche Z unmittelbar auf der Walzfläche b, in der Tiefe von 3.5 m unter der Dammkrone, also 3.5 m unter dem Spiegel des gefüllten Schachtes ein nasser Punkt. Bald darauf entstanden beiderseits des ersten nassen Punktes auf derselben Walzfläche weitere nasse Punkte, die allmählich und unzweifelhaft den Schnitt der wagrechten Walzfläche

mit der Einschnittsfläche in 3.1 m Tiefe unter der Dammkrone wie auf einer Zeichenfläche aufzeichnen. Im weiteren Verlauf des Versuches pflanzte sich dann die Durchfeuchtung der Schichtlage zwischen b und c nach oben fort. Nach 2 Stunden 36 Minuten zeigte sich der erste nasse Punkt auf der Schichtfläche c. Dieser Vorgang wiederholte sich auf allen andern Walzflächen. Die nassen Linien auf der Einschnittsfläche zeigten deutlich die Höhen der gewalzten Schüttungslagen an. Es konnte immer wieder beobachtet werden, dass die Durchnässung in den einzelnen Schüttungslagen von der Walzfläche (verhältnismässig undurchlässigen Trennungsfläche) von unten nach oben zunahm. Dies ist ein sinnfälliger Beweis dafür, dass die einzelnen Schüttungslagen von den Walzhautflächen (Trennungsflächen) getrennt blieben. Die Walzflächen waren auch nach dem auf ihnen erfolgten Wasseraustritt eine Zeit lang noch hart, was mit einem eisernen Spachtel festgestellt wurde, die Durchfeuchtung des aus aufeinander liegenden Schichten hergestellten Dammkörpers vollzog sich demnach *nicht quer durch die Walzhautflächen*, sondern nur durch die Speisung vom Schachte her in wagrechter Richtung, also parallel zu den Walzflächen. 5 Stunden 3 Minuten nach der Füllung des Schachtes mit Wasser entstand in der Höhe von 3.4 m unter der Dammkrone ein Durchbruch, das im Schachte befindliche Wasser drückte aus dem durchnässten Dammteil auf der Anschnittsfläche Z einen Pfropfen von etwa 40 cm Durchmesser heraus und floss durch die Oeffnung ab. Es ergab sich also im Kleinen die gleiche Erscheinung wie bei der Dammkatastrophe am 18. September 1916.

Der Schacht II wurde nur bis zur Höhe von 1.7 m über Schachtboden gefüllt (2.3 m unter Dammkrone). Die Durchsickerungsercheinungen, Abzeichnung der Walzschichten und Schichtenhöhen auf der Anschnittsfläche waren die gleichen wie im ersten Versuche. Die Durchsickerung zeigte sich indessen erst nach ungefähr der doppelten Zeit, was ohneweiters erklärlich ist, da ja die wirksame Druckhöhe nur etwa die Hälfte von jener im Schachte I betrug. Nach 24 Stunden war der ursprüngliche Spiegel im Schachte II bis auf 0.4 m über Schachtboden gesunken. Ein Durchbruch erfolgte nicht, denn die Druckhöhe reichte eben nicht aus, die Widerstände zu überwinden.

Durch Schürfungen wurde weiters festgestellt, dass das Wasser, wie ja nicht anders erwartet werden konnte, nach allen Richtungen im Dammkörper im Verhältnisse der in den einzelnen Schichten

wirksamen Druckhöhen in die Lagenschüttungen in wagrechter Richtung verschieden weit eingedrungen war.

Diese einfachen Vorversuche, die in schärferer Weise wiederholt werden sollten, — die behördlichen Sachverständigen verzichteten auf die Wiederholung, — zeigen sinnfällig in überzeugender Art, wie die Wasserbewegung in den durch die Walzung ungleichartig und ungenügend verdichteten, durch die Walzhautflächen von einander getrennten Schichten erfolgt.

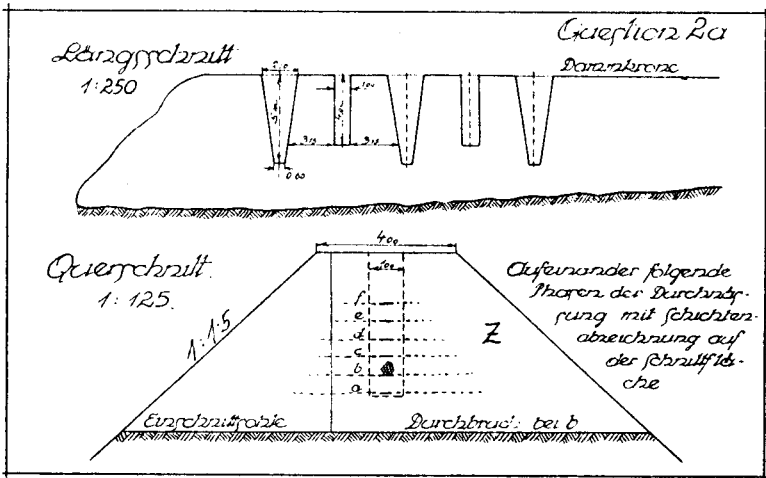


Abb. 3.

Sie lieferten im Zusammenhange mit andern, hier nicht mitgeteilten Beobachtungen wertvolle Anhaltspunkte für die unter 1-6 gestellten Fragen, für die Beurteilung der Ursachen der Dammkatastrophe und für die Beurteilung der gewalzten Dämme überhaupt.

Aus den beim Versuche erhobenen Zeiten, Längen und Druckhöhen kann errechnet werden, dass bei einem

$$\text{Gefälle } \frac{H}{1} = \frac{3.55}{3.15} = 112.6 \% \text{ sich das Wasser auf der Walzhautfläche } b \text{ mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von}$$

$$\frac{3150 \text{ mm}}{8100 \text{ sec.}} = 0.388 \text{ mm/sec bewegte und ferner, dass bei einem}$$

Gefälle $\frac{II}{I} = \frac{1.70}{3.15} = 49.5\%$ die durchschnittliche Wassergeschwindigkeit = 0.197 mm/sec war. Bei Vergleich dieser allerdings nur roh ermittelten Durchschnittswerte der Wassergeschwindigkeiten im Dammkörper mit den vielfach ermittelten Grundwassergeschwindigkeiten in natürlich gelagerten Böden, welche Grundwassergeschwindigkeiten innerhalb weiter Grenzen schwanken und oft sehr kleine Werte von .. 0.05 mm/sec und darunter aufweisen; wenn ferner berücksichtigt wird, dass bei der Schlüßanalyse eine Geschwindigkeit von 0.2 mm/sec für die Abscheidung der feinen Körnchen unter 0.01 mm Durchmesser bewirkt wird, ist das Endurteil berechtigt, dass die Walzung der vorgeschriebenen 0.4 m hohen Lagenschüttungen für die erforderliche Dichtung des Dammkörpers ganz unzureichend war.

Schüttungshöhen von mehr als 0.1 m, im Höchsthalle 0.15 m sollten in Dammkörpern, die nicht bloss als Stützkörper zu wirken haben, sondern auch genügend wasserundurchlässig sein müssen, unbedingt vermieden werden.

Das den Wasserzudrang in den Dammkörper fördernde Schichtengefüge ist sogar bei niedrigen Lagenschüttungen (0.1 m, Rosenberger Staudamm) und Zusammendrückung durch die heute wegen der hohen Kosten nicht mehr übliche Stampfung unvermeidbar.

Nach dem Dammdurchbruch an der weissen Desse wurden zahlreiche Bodenproben bei ungestörtem Gefüge aus verschiedenen Damnteilen entnommen und von Kopecký untersucht.

Einige Ergebnisse seien mitgeteilt; die Proben I und II entstammen der Dichtungsschichte, die Probe IV dem Dammkörper. Die Analysen ergaben, dass die in der Dichtungsschichte verwendete Bodenart nahezu die gleiche Zusammensetzung wie der im Dammkörper verwendete Boden aufwies.

	S	s	P	Dw
I ..	2.642	1.717	35.01 %	5500 cm ³ /24 h
II ..	2.646	1.802	31.89 «	13 «
VI ..	2.646	1.706	33.18 «	15500 «

Nachdem die relative Durchlässigkeit Dw bei den hinsichtlich ihres Aufbaues gleichartigen Bodenarten in so hohem Masse verschieden ist, muss auch aus diesem Umstande geschlossen werden, dass die durch Walzung bewirkte Dichtung des abgegrabenen und

im Dammquerschnitt wieder angeschütteten Bodens sehr ungleich mässig und ganz unzureichend war.

Die Bilder 1 und 2 der vom Berichterstatter vorgenommenen Dammuntersuchungen zeigen insbesondere die auch auf trockenem Wege nachweisbare Schichtenstruktur.

Die unter Punkt E gegebenen Darlegungen zusammenfassend regt der Berichterstatter an, dass bei wichtigeren Staudammbauten neben den unter A — D erwähnten Untersuchungsverfahren und Eignungsprüfungen bauplatzmässig hergestellte Versuchsdämme untersucht werden sollen. Die an den Versuchsdämmen anzustellenden Untersuchungen hätten sich zu beziehen:

- a) Auf die Eignungsprüfung der Baustoffe,
- b) auf die Druck- und Spannungsverteilung im Untergrund,
- c) auf die Druck- und Spannungsverteilung im unbelasteten Dammkörper und wenn dieser unter der Wasserauflast steht (Becken gefüllt).
- d) auf die zweckmässigsten Verdichtungsverfahren, Stampfung, Walzung, Spülverfahren, Zusatz von Elektrolyten u. a.,
- e) auf Nachprüfungsverfahren.

F. Kontrolleinrichtungen in fertigen Staudämmen fehlen fast überall, obwohl sie mindestens eben so notwendig sind wie in Mauer- oder Betondämmen. Sie können, zweckmässig angelegt, verschiedenen Zielen dienen, sie wirken dann nicht nur als Ueberwachungseinrichtungen und Warnungssignale, mit ihrer Hilfe ist es erst möglich die wichtigen Grundsätze für Staudammbauten, ähnlich wie bei den Mauer- u. Betondämmen zu erforschen.

Die spärlichen, meist ganz unvollkommenen Einrichtungen bei vereinzellen Staudämmen (Standrohre, Sickerwasserbeobachtungen auf der Luftseite) sind unzulänglich. Der Berichterstatter hatte für die Rekonstruktion des Dammes an der schwarzen Desse, die (siehe Punkt B) mit einem kostspieligen Betonpanzer erfolgte, eine solche Kontroll- u. Sicherungseinrichtung geplant, die leider trotz des geringen Kostenaufwandes (70,000 Kc) nicht ausgeführt worden ist. (Siehe Bericht zur Frage 2 b.)

SUMMARY

The reporter states, that there are no unitary and generally acknowledged methods enabling the examination of the aptitude of the materials for earthen embankments, as to stability, watertightness, quality of the finished work etc.

The opinions of specialists met with in literature are often in discrepancy with one another.

The useful hints given by the soil physics, the science concerning the soil colloids, furthering the conclusions to be drawn from this knowledge for dam constructing, receive little attention.

The reporter develops the principles of the research methods suitable for the base of operations, which have to be simple and to give information about:

- a) the soil structure,
- b) the physical qualities of the soil, its natural stratification, the alterations of these qualities caused by the work proceeding and by the water capacity of the soil.
- c) the colloids of the soil, the defensive colloids, the soil swelling, etc.
- d) the chemical ingredients of the soil- (lime, iron, humic acid combinations),
- e) the quality of the finished earth work, the usefulness of trial dams,
- f) the necessary and efficacious control arrangements.

The methods used in Czechoslovakia are explained, showing the authors observations made at a dambreak, the methods, the soil analysis and the simple proceedings employed for the investigation of the broken dam.

He deducts from his experiences as follows:

Aptitude researches should be executed on trial dams at the base of operations, besides the other research methods enumerated under a-d. The quality of the finished earth work might be continually surveyed by suitable control arrangements.

RESUME.

Le rapporteur constate qu'il n'y a pas de méthode de recherches unique, universellement reconnue, permettant de reconnaître l'aptitude des matériaux à la construction d'une digue en terre. Quant aux méthodes de recherches concernant l'imperméabilité, la stabilité, la qualité du remblai fini, nous trouvons la même absence de normes généralement admises. Les opinions des spécialistes publiées dans la littérature technique se contredisent souvent. Les conséquences essentielles nées de la géophysique, de l'étude des colloïdes du sol ne sont presque jamais prises en considération.

Le rapporteur explique les principes des méthodes de recherches applicables sur le chantier, qui doivent par conséquent être simples et donner des renseignements sur :

- A. — La structure de la terre,
- B. — Les qualités physiques de la terre, sa stratification naturelle, les altérations de ces qualités, dues aux méthodes de travail, à la capacité d'absorption de l'eau etc...
- C. — Les colloïdes du sol, les colloïdes défensifs, la capacité de gonflement,
- D. — Les ingrédients chimiques de la terre (influence de la présence de fer, de chaux, de humates),
- E. — La qualité du remblai fini, l'efficacité de modèles d'essai.
- F. — Les dispositifs de contrôle nécessaires et efficaces.

Le rapport décrit les méthodes employées en Tchécoslovaquie. Ensuite l'auteur expose les constatations faites sur une rupture de digue, et les méthodes simples, employées pour l'enquête de cette digue rompue.

Il en déduit qu'il faudrait faire des recherches d'aptitude sur des modèles d'essai bâtis sur le chantier, tout en employant les méthodes de recherche citées en A -- D, et que la qualité du remblai fini doit être aussi examinée et contrôlée régulièrement par des dispositifs efficaces.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 27

**Methods of testing which allow to determine the
suitability of a given material for using
it in an Earth-Dam.**

FILTRATIVE TESTING OF EMBANKMENT MATERIALS

By S. ISBASH, Leningrad, USSR.

I. — INTRODUCTION

The following report is based on numerous tests on the filtrative properties of the grounds, performed at the Hydrotechnical Laboratory N° 1 of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics in Leningrad, U.S.S.R.

The tests with the various materials, (grounds and peat) were carried out with the purpose of selection of materials for building dams (*) on the following rivers : Svir (Leningrad district) ; Syrdaria (Middle Asia) ; Volga, Gizeldon (Caucasus) ; Soona (Karelia) ; Ulba (Altai) ; Kolva (Ural) ; Neva (power plant beyond the Arctic circle), etc.

(*) The majority of the dams mentioned below are almost completed at present.

The investigated grounds differ widely in their geological origin, mechanical and chemical composition and rate of cohesion.

The comparatively exact experiments carried out in apparatus of various designs as well as the newly initiated, by the Institute, investigations with a special *micro-cinema* (*) method brought to the following results :

The ground is a system of solid fractions the spaces between which are filled with a liquid (water) and gases (air). *The head* of the liquid in the ground allows this liquid to perform a work which cannot but have an influence and leads to a deformation in the ground (system : solid bodies, liquid, air). Let us call these deformations caused by the head « *The Filtrative Deformations of the Grounds* ».

Likewise as the strength of materials (Festigkeitslehre) studies such phenomena as tension, compression, bending, etc., we study, in the first turn, the following deformations : 1. the deformations of the permeability ; 2. the deformations of the uniform compaction (Gleichförmige Filterdichtung) (and loosening), in result of filtration ; 3. washing and bulging out (including the ones through the rubber filter) and 4. the deformation of the uneven compaction (Ungleichförmige Filterdichtung) in result of filtration (silling).

From the standpoint of their character these deformations may be entirely elastic or plastic and also of a mixed type (partly elastic, partly plastic).

In order to study the ground samples taken on the spot where the earthen dam is to be built in the same way as one studies the rocks designated for quarry work or a concrete sample, the laboratory experiments should be based on some theoretical principles and ideas as it is found in the science of the strength of materials (Festigkeitslehre).

We worked out those preliminary theoretical principles pertaining to the problem from the *energetical standpoint* and using the following technical disciplines : the principles of hydraulics and of the strength of materials.

We shall discuss here these principles only in adaption to the first two types of the above mentioned filtrative deformations (**).

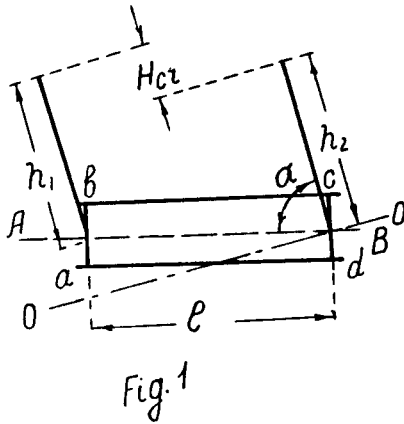
(*) It is supposed that one of the films will be demonstrated to the Congress.

(**) Space does not allow us to describe the theoretical investigation of the other types of deformation performed by us and also to emphasize the important influence that *the air* (« entrapped air ») comprised in the ground bears upon the deformation, as it was shown by our experiments. Nevertheless the simple examples given below allow to form a general idea on the method used in treating this problem.

The following statements are necessary for the understanding of the laboratory methods described below and used in the selection of materials as well as it is necessary to know the theory of bending in order to understand the bending test of a beam carried out in a laboratory for testing the strength of materials.

II. — DEFORMATION OF THE PERMEABILITY

It is known that the same matter being subjected to various temperatures and pressures may be found in different states. A liquid filling the capillary channels in a clayey material is subjected to



the influence of the molecular attraction of the solid fractions of the ground. There are good reasons to suppose that, being in this state, the liquid is apt to show a resistance to the shear (displacing force) which tends to put it in movement.

The answer to the question whether a given material is *impervious* or *not* can be given only after this material has been *tested for the shear (displacement) of the liquid (water) which fills its pores.*

In order to utilize the results of a laboratory test carried out on a small sample for some engineering calculations (*) it is necessary to know :

The law determining the relation existing between the thickness of the layer of the material and the maximum head of water under which this material will remain impervious.

(*) For instance for the determination of the thickness of a clayey fore apron, core wall, etc.

Let us assume (fig. 1) a cylindrical volume $abcd$, l long with a cross section filled with some isotropic material which is saturated with a liquid (for instance a ground saturated with water, welltended concrete, etc.); let the pressures, heights, in the sections ab and $cd = h_1$ and h_2 respectively, and the maximum head of the liquid under which the layer of the material l thick still remains impervious $= H_K$. Further we shall call this head the *critical head*. Our purpose is to find for any liquid and for any material the law ruling over the relation existing between the critical head H_K and the thickness of the layer l , i.e. the *fundamental law* of impermeability (*).

Let us find on the axis AB the projections of the following forces acting upon the liquid which fills the pores of the material in the volume $abcd$ at the moment of the critical equilibrium.

1. *Forces of the Pressure Acting in the Sections ab and cd .*

The stresses due to the hydraulic pressure in any point A and B of the sections ab and cd are :

$$p^A = \Delta h_1; \quad p^B = \Delta h_2;$$

respectively (see fig. 1); where $\Delta =$ weight of the unit of the volume of the liquid.

If the area of the pores of the material is Ω_0 and the coefficient of the areal porosity is $E' = \frac{\Omega_0}{\Omega}$ (a value < 1) then the projection of the axis AB of the summary force of the hydrostatic pressure transmitted to the liquid in the pores is :

$$P_{AB} = \Delta E' \Omega (H_K - l \cos \alpha) = \Delta E' \Omega l (i_K - \cos \alpha) \dots \dots \dots (3)$$

and the summary force of the hydrostatic pressure transmitted on the area of the matter of the material is :

$$P'_{AB} = \Delta (1 - E') \Omega (H_K - l \cos \alpha) = \Delta E'' \Omega l (i_K - \cos \alpha) \dots \dots (4)$$

2. *The Force of the Weight of the Liquid in the Pores of the Material.*

If the volume of the pores of the material is W_0 and the entire cylindrical volume assumed is W , then the voluminal coefficient of the porosity is :

$$E = \frac{W_0}{W}$$

(*) Described for the first time by the author in his work « Building of Weirs by Dropping Stones in Flowing Water », Leningrad, 1932.

and the projection of the force of the weight G on the axis AB may be given as :

$$\Delta.E.W. \cos \alpha = \Delta.E.\Omega.l \cos \alpha \dots\dots\dots (5)$$

3. *The Molecular Forces of the Elastic Resistance of the Water to Shear (Displacement).*

Let us call T the projection of these forces on the axis AB and S the sum of the inner lateral surfaces of the material, where the elastic resistance to the shear (displacement) is concentrated :

$$S = T \Omega L \dots\dots\dots (6)$$

hence :

$$T = \frac{S}{\Omega L}$$

since this value is referred to the unit of volume it may be called the *specific area* of the elastic resistance. This value having dimensions L^{-1} depends, in the first turn, on the structure of the material.

At the moment of the critical equilibrium of the liquid in the pores of the material, the sum of the projections of the forces which act in the direction from A to B and of the forces of the resistance = 0, hence :

$$\Delta.E'.\Omega. (H_K - l \cos \alpha) + \Delta.E.\Omega.l \cos \alpha - T = 0$$

which gives for

$$T = \Delta. \Omega. [E' (H_K - l \cos \alpha) + E l \cos \alpha] \dots\dots\dots (7)$$

and with

$$E = E'$$

$$T = \Delta. \Omega. E [H_K - l \cos \alpha + l \cos \alpha] = \Delta. \Omega. E. H_K ; \dots\dots\dots (8)$$

Using equations (6) and (8) we can derive the formula of the tangential stress p_l , corresponding to the temporary resistance of the liquid (water) in the pores of the material.

$$p_l = \frac{T}{S} = \frac{\Delta.\Omega.E.H_K}{T. \Omega. l} \dots\dots\dots (9)$$

hence

$$H_K = \frac{T. p_l}{\Delta.E} l \dots\dots\dots (10)$$

i.e. *the critical head is proportional to the thickness of the layer.*

The deformation of the permeability may be studied in the following apparatus (*). Let us assume a system consisting of a vessel

(*) The apparatus working on the principles described below are used in the N° 1 Hydrotechnical Laboratory of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics and were constructed by Engineer A. Botkin, collaborator of the Institute.

with a constant level A, connected by a cylindrical pipe B to a cylinder C. The cylinder B is filled with ground under study. The cylinder C accumulate the water which has filtered through a column of ground l long, resulting in the raise of level in the vessel C.

For the time period dt the following differential equation may be derived :

$$-\Omega_2 \cdot dH = K \cdot \frac{H}{l} \cdot \Omega_1 \cdot dt \dots\dots\dots (11)$$

where K is the filtration coefficient of the tested ground.

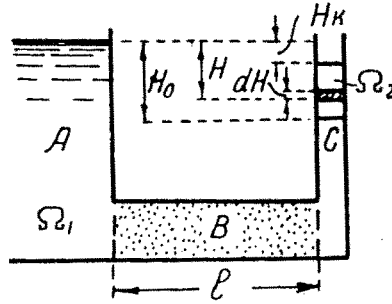


Fig 1a

The liquid in the pores of the material is subjected to the action of the molecular forces tending to reduce the wetted cross-section area of the pore.

Therefore it is but natural to suppose that for any head interval (or gradient interval) :

$$K = f(H) \dots\dots\dots (12)$$

The functional dependence may be accepted for the first approximation as follows :

$$K = K_0 \left(1 - \frac{H_K}{H}\right) \dots\dots\dots (13)$$

where K_0 is the initial value of the filtration coefficient.

Integrating the equation (11) we obtain :

$$t = \frac{l}{\frac{\Omega_1}{\Omega_2} \cdot K_0} \lg_{nat} \frac{H_K - H_0}{H_K - H} \dots\dots\dots (14)$$

or

$$I = I_K \frac{I_K - I_0}{\epsilon K_0 t} \dots\dots\dots (15)$$

$$e^{\frac{\epsilon K_0 t}{I_K - I_0}}$$

where $e = 2.718$;

$$\text{and } \varepsilon = \frac{\Omega_1}{\Omega_2} ;$$

The direct calculations performed according to equation (15) for the case of clayey materials show the following results : for the samples the thickness l of which is not too small and for which the tests were started with equal initial gradients (in similar apparatus), a dependence between l and I , close to the lineal, exists for any given moment.

This validity may be represented as follows :

$$\frac{H}{l} = \kappa \cdot l$$

$$H = \kappa \cdot l^2 \dots \dots \dots (16)$$

(κ being the Greek letter « kappa »).

The alternative value κ may be called *the coefficient of permeability* and can serve, on our opinion, as a characteristic during the process of the deformation of permeability.

Before we proceed our further discussion it is necessary to emphasize that the claim to *create the impermeability* is equivalent to the claim that the portion of the construction fore apron, core wall, etc., should *entirely work within the limits of elasticity*. Filtration does mean that a part of the material (the liquid in the pores of the ground) is beyond the limits of elasticity and *flows*.

III. — SOME OF FURTHER CONCEPTIONS

From the moment when the value of the acting head on the layer of the ground overpassed the critical limit and the liquid in the pores of the material started to flow, the percolation discharge takes place. In the case of finegrained ground the *absolute value* of the percolation (discharge) determined by laboratory treatments and recalculated for the entire construction from the practical standpoint is immaterial and usually the engineers that are building the earthen dams, should not be afraid of it (*).

(*) Water percolation of the *coursegrained materials* (as pebbles, dampings of stones) is very often of a paramount practical interest for the civil engineers. A work of the author is dedicated to the given problem in which, on the basis of a special treatment, formulae are given for engineering calculations (See « Bulletin of Scientific Research Institute of Hydrotechnics » V. 1, 1931, S. V. Isbach « On Filtration of the coarsegrained materials »).

On the contrary, *the changes in the values of percolation discharge in the course of time*, which are a very sensitive *index of the deformation* that takes place in the ground, must draw the greatest attention of engineers. Since in most cases the dam's damages are preceded either by an increase of filtration (« clear » or « muddy ») either by stopping of it, but that is rare.

The determination of the relation existing between the changes of the value of the percolation discharge and deformation that takes place in the ground will be the subject of the further statement. Following the state of the impermeability the *period of penetration* starts, which is characterised by a considerable work of the flow on the deformation of the initial structure of the ground (systems : solid - liquid - air) and in many cases by the increasing in the course of time of the percolation discharge.

The development of the deformation begins with the increase of the wetted cross-section area of the pore of the material (i.e. of that central part of the pore cross-section, where the liquid actually moves) with the increase of the acting gradient. As it is proved by the test with the ground of the various sizes, some small interval of the gradient is characterized by the transition to the laminar movement regime.

The hydraulic formula of this transition to the laminar regime of the movement can be given as :

$$V^n = K_1 \frac{H}{P^n} \dots\dots\dots (17)$$

where, v - velocity of filtration,
 n - alternative exponent,
 k - coefficient of proportion.

In depending on the actual circumstance and the character of the ground, the deformation may undergo a further development and the filtration flow will begin to distribute and displace the smallest fraction in the pores of the ground. Such a kind of work of the flow during the period of penetration as it is shown by the tests, causes a new and considerable subsidence of the ground even if the last one has previously reached a state of stability (with a certain loading).

If the structure of the ground did stand the period of penetration (erosion due to escaping, water did not occur) then in the majority of cases a new period begins — *the period of filtrative compaction (due to the percolation)*.

From the standpoint of the character of deformation the periods of penetration and filtrative compaction are fundamentally, for many grounds, the areas of a plastic deformation.

For the future it is necessary to prove the conception about the *effective filter water-thread*.

- If K — coefficient of filtration,
- v — velocity of filtration,
- I — hydraulic gradient,
- Δ — weight of the unit of the volume of the liquid,
- u — average velocity in the ground pores,
- p — coefficient of porosity,
- μ — coefficient of viscosity of the liquid,

then as it is known

$$v = p u \dots\dots (18) ; \quad v = k I \dots\dots (19) ; \quad u = \frac{k}{p} I \dots\dots (20)$$

According to the well known formula of the laminar movement in the capillar round with the diameter *d*, the same velocity « u » can be expressed as

$$u = \frac{\Delta \cdot d^2}{32 \mu} I \dots\dots (21)$$

Equalising the formulae (20) and (21) :

$$\frac{K}{p} \cdot I = \frac{\Delta \cdot d^2}{32 \mu} \cdot I \quad \text{or} \quad K = \frac{\Delta}{32 \mu} \cdot p d^2 \dots (22)$$

as $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$; so $d^2 = \frac{4 \cdot \omega}{\pi}$ and the previous formula can be copied as :

$$K = \frac{4 \cdot \Delta}{32 \cdot \pi \cdot \mu} \cdot p \cdot \omega = \frac{\Delta}{8 \pi \cdot \mu} \cdot p \cdot \omega \dots\dots (23)$$

Marking :

$$\frac{\Delta}{8 \pi \cdot \mu} = \psi$$

factor determining hydraulic losses and the shape of the pipe we get :

$$K = \psi \cdot p \cdot \omega \dots\dots (24)$$

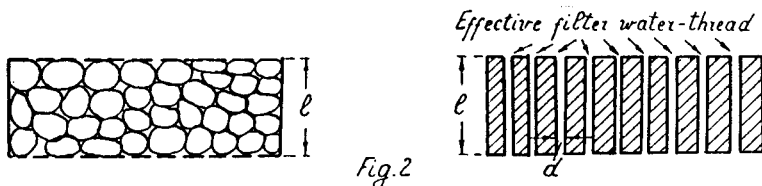
Taking into consideration formula (20) we have also

$$u = \psi \cdot \omega \cdot I \dots\dots (25)$$

From the formulae (21-25) it is obvious that with the permanent property of the filtering liquid and with the permanent gradient ($\psi = \text{const.}$; $I = \text{const.}$) the coefficient of filtration K and the velo-

city in the pore « u » depends on the square of the diameter (21, 22) or of the area (24, 25) of a certain *effective filter water-thread*.

The physical meaning of the filter water-thread is that, that the velocity of the water movement in it is the same as actually would be in the ground « pores » if this latter would have the cross-section of a circular shape, would be rectilinear and distributed uniformly over entire filter section.



Let us emphasise the pronounced difference between the usual conception of « porosity » and the area of the effective filter water-thread. It seems that the ground consists of very wide « rooms » and insignificant « channels of connection » between them. The factor of porosity chiefly gives an idea about the summary volume of the « room ». The area of filter water-thread gives an idea about the « channels of connection », which are the main reasons of the hydraulic losses. It is possible to decrease insignificantly the porosity and simultaneously throughly decrease the area of filter water-thread and the value of a coefficient of filtration (for instance : by bringing in a very small amount of clay fractions mostly in the « channels of connection »). Vice-versa decreasing thoroughly the porosity it is possible to change slightly the area of filter water-thread (for example by introducing into the « rooms » relatively big fractions).

Thus, *the porosity and the area of the filter water-thread are quite different conceptions*. For the filter properties of the ground in any moment of the time a determining meaning has the area of the effective filter water-thread which is determined in the results of the tests and calculations.

IV. — DEFORMATION OF THE UNIFORM FILTRATIVE COMPACTION AND LOOSENING.

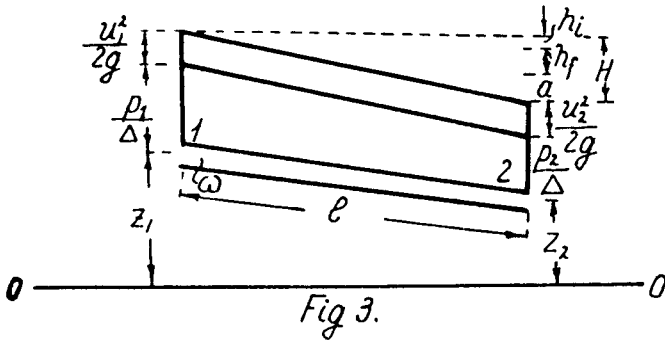
The filter coefficient of the Darcy law characterises the capacity of the ground to let through its mass the percolation discharge. But this coefficient can not give a direct relation between the work of

a filter flow and a ground deformation, consequently the filter coefficient can not have such an importance for the ground as the modulus of elasticity has for the material subdued to the Hooke's law.

In this part we will try to settle *what values characterise the resistance of the ground to the filtration* in order to know what is necessary to determine by the laboratory tests with the samples of the local material, in order to find their suitability.

We will use the same energetic method in considering this problem as we did in the II part, with the addition that we will use the existing relations between the alternation of the filter discharge value and deformation.

Proceeding to the consideration of the uniform filtrative compaction we will explain what we do understand under this term.



We call « uniform one » such a filtrative deformation which takes place similarly in every moment of the time in any section along the length of the filter flow.

Let us consider in a certain moment of the time the effective filter water-thread with the area ω , on which length « l » the head « H » = const. is absorbed by the liquid.

The flow in the filter water-thread (with the alternative in the course of time section ω for every moment is not the steady flow, and the equation of the dynamic equilibrium for the sections 1-1 and 2-2 will be :

$$\frac{u_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\Delta} + z_1 = \frac{u_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\Delta} + z_2 + h_w + h_i \dots \dots (26)$$

h_w — head absorbed on the work against the forces of resistance,

h_i — head absorbed overcoming the inertia of the mass of the liquide in the volume 1-2.

As the sections by the lengths are equal, then $u_1 = u_2$; further as it is shown by the academician N. N. Pavlovsky (*) for the percolation in the ground the h_i factor can be practically neglected.

Equation (26) can be recopied in the form :

$$(z_1 + \frac{p_1}{\Delta}) - (z_2 + \frac{p_2}{\Delta}) = h_w = H \dots\dots\dots (27)$$

In this case the work of the force of weight and hydrodynamic pressure is absorbed for the work (h_f) of the hydraulic force of resistance and for the work (a) on the water-thread deformation (filtrative compaction type). Consequently :

$$H = h_w = h_f + a; \quad a = H - h_f \dots\dots\dots (28)$$

Equation (28) refers to the unit of the water weight flowing in the volume with length l .

Let us find out what amount of water will flow in this volume during the time dt , if during this interval of time in the result of the filter deformation the section of the effective filter water-thread $\omega = f(t)$ would be changed into the $d\omega$ and the velocity in it $u = \varphi(\omega)$ into « du ».

$$q = u \cdot \omega \cdot dt + d(u \cdot \omega) dt = u \cdot \omega \cdot dt + (u \cdot d\omega \cdot dt + \omega du dt);$$

Neglecting the terms in brackets we have : $q = u \cdot \omega \cdot dt$.

The weight of the volume of the water flown during the time dt will be

$$G = \Delta \cdot u \cdot \omega \cdot dt \dots\dots\dots (29)$$

The work spent on the filtrative deformation during the time dt on the basis of equations (28) and (29) will be :

$$\Delta d = a \cdot \Delta \cdot u \cdot \omega \cdot dt = \Delta (H - h_f) \cdot u \cdot \omega \cdot dt \dots\dots\dots (30)$$

It seems rather difficult to fix the fundamental type of filter water thread deformation (compression, extension or sliding), when filtering through such a complicated system as the ground (solid, gases and liquid). Nevertheless, according to the ideas of modern physics (**) every plastic deformation (***) refers to such a phenomenon as friction of solid or the internal friction of liquid and gases. Beyond the limit of elasticity the properties of the material are characterised by the coefficient of internal friction taking the same meaning as for the liquid. Sometimes this factor is called the factor of plasticity but it is always characterised by friction-sliding. The

(*) « The theory of the movement of the ground water under hydrotechnic constructions », pag. 142-159.

(**) See for instance A. F. Joffe « Lectures concerning molecular physic ».

(***) Filtrative deformation in the fundamental part is a plastic one.

energy of sliding deformation referred to the *unit of the volume* of the deforming body has the value :

$$\frac{P_t^2}{2G} = \frac{1}{2} p_t \cdot \beta \dots \dots \dots (31) \text{ where}$$

- p_t — tangential tension,
- β — the relative sliding (is dimensionless value)
- G — modulus.

For our case :

$\beta = \frac{d\omega}{\omega}$ - relative change of the filter water thread area. Further we will call the value :

$$\frac{1}{2} p_t = \alpha \text{ -- the tension of the ground.}$$

Then the energy of deformation referred to the unit of water thread volume will be $\alpha \cdot \frac{d\omega}{\omega}$ and for the entire filter water thread volume the value of energy consumed for the deformation during the time d_t (respond $d\omega$) consequently will be

$$\alpha \cdot \frac{d\omega}{\omega} \cdot \omega \cdot l \dots \dots \dots (32)$$

Equalising the term (30) to (32) at the basis of the law conservation of the energy we have

$$\alpha \cdot \frac{d\omega}{\omega} \cdot \omega \cdot l = \Delta (\Pi - hf) u \cdot \omega \cdot dt \dots \dots \dots (33)$$

After reduction on ω , the first form of the *differential equation of the uniform filter deformation* :

$$\frac{d\omega}{\omega} l = \frac{\Delta}{\alpha} (\Pi - hf) \cdot u \cdot dt \dots \dots \dots (34)$$

If we will refer the problem of deformation not to the layer of the ground with the thickness l , but to the unit of the layer's length, then the above mentioned equation will be copied in the following way :

$$\frac{d\omega}{\omega} = \frac{\Delta}{\alpha} \frac{(\Pi - hf)}{l} u \cdot dt \dots \dots \dots (35)$$

Let us call further the specific (refer to the unit of weight) absorption of the liquid energy on the deformation, referred to the unit of the thickness of the layer — by hydraulic factor of deformation or briefly — *hydrofactor*.

$$\frac{\Pi - hf}{l} = \gamma \text{ - hydrofactor}$$

Let us call the value $\frac{\Delta \cdot \gamma}{\alpha} = M$ — the coefficient of uniform deformation, then the differential equation of uniform filter deformation can be written in the following forms :

$$\frac{d\omega}{\omega} = \frac{\Delta \cdot \gamma}{\alpha} u \cdot dt \dots \dots \dots (36)$$

$$\frac{d\omega}{\omega} = M \cdot u \cdot dt \dots \dots \dots (37)$$

According to the equation (24)

$$\omega = \frac{1}{\psi \cdot p} K$$

and consequently for the given case when p and ψ are permanent.

$$d\omega = \frac{1}{\psi \cdot p} d_k$$

$$\frac{d\omega}{\omega} = \frac{d_k}{\psi \cdot p} \frac{\psi \cdot p}{k} = \frac{d_k}{k} \quad \text{and}$$

The differential equation of the uniform filtrative deformation for the given case

$$\frac{d_k}{k} = M \cdot u \cdot dt \dots \dots \dots (38)$$

Now with the simplest example of the plastic deformation we will show how this equation is integrate.

If the body undergoes the plastic deformation (the material «flow»), then as it is known the value of the energy of the deformation is accepted as a permanent.

Analytically it brings to the conditions :

$\alpha = \text{const.}$; $\gamma = \text{const.}$; $M = \text{const.}$, to these conditions we will add that $I = \text{const.}$

Physically the condition $\alpha = \text{const.}$ shows that the tension of the ground is constant, i.e. that the capacity of the ground to resist the deformation is constant. Hydrofactor is also permanent, i.e. *the unit of weight* flowing on the unit of liquid lengths, under any circumstances independently from the value of acting head and time, is always capable to perform the similar amount of the deforming work. Before proceeding to integration, we will show that clear geometrical meaning that in this case the fundamental differential equation has. Let us copy the equation (37) in the following way

$$d\omega \cdot I = M \omega \cdot u \cdot dt \dots \dots \dots (39)$$

$$M = \frac{d\omega \cdot I}{\omega \cdot u \cdot dt} \dots \dots \dots (40)$$

The left part of the equation (39) represents the alternate of the filter water thread volume (length $l - 1$) during the time dt . In the right part $\omega \cdot u \cdot dt$ the volume of the liquid flown during the time dt . The coefficient of deformation M (see 40) shows what part of the flown volume of the liquid, the alternate in the volume of the filter pipe constitutes. With the « muddy seepage » it will be % of mud and with the clear seepage % of washing out or wedging in the fraction of the ground itself. Returning to the equation

$$\frac{d\omega}{\omega} = M \cdot u \cdot dt$$

putting into it the value U from (25) we get

$$\frac{d\omega}{\omega} = M \cdot \phi \cdot \omega \cdot I \cdot dt \quad \text{dividing the alternatives}$$

$$\frac{d\omega}{\omega^2} = M \cdot \phi \cdot I \cdot dt$$

Integrating this term in the limits from t_0, ω_0 up to certain moment t, ω ; here we take into consideration the case of the filter *consolidation*, i.e. the negative increment of the effective water thread area. Then

$$\int_{\omega_0}^{\omega} - \frac{d\omega}{\omega^2} = M \cdot \phi \cdot I \cdot \int_{t_0}^t dt \text{ from where}$$

$$\frac{\omega_0}{\omega} - \frac{\omega}{\omega_0} = M \cdot \phi \cdot I \cdot (t - t_0) \dots \dots \dots (41)$$

in the case when $\frac{d\omega}{\omega} = \frac{dk}{K}$ we also have

$$\frac{K_0 - K}{K_0 \cdot K} = \frac{M}{p} \cdot I \cdot (t - t_0) \dots \dots \dots (42)$$

When ω, k, t , are alternatives, then the equation (41) and (42) are equations of the hyperbola.

In many cases the actual grounds are not the materials capable to undergo only the plastic deformation as it was considered in the above simple case. Simultaneously with the plastic deformations the ground is capable to undergo also elastic deformations; the ground being of a very unhomogeneous nature (solid fraction — liquids — gases), is greatly subdued to the phenomena of the relaxation. The capacity of the ground to resist the filtrative flow forces, changes in relation with the change of the structure which takes place as the result of the work of these forces. Under the definite relations between the filtrative forces and the effective water thread

area the state of the practical *stability of filtrative discharge* takes place.

As the data on numerous tests for many real grounds have shown

$$M = f(\omega) \quad \text{or} \quad \frac{d\omega}{dt} = f(u)$$

This functional dependency includes for every certain kind of ground factors of *consolidation and relaxation*, determined by tests.

This functional dependency is of such a type that after integrating the equation (37) in most cases we get the curves of logarithmic type. The coefficient of the uniform filtrative deformation and connected with it the factor of consolidation and relaxation are those values which *characterize the resistance of the ground to the filtration*, and consequently the suitability of the given local material for the earthen dams from a filter standpoint.

V. — REMARKS CONCERNING THE LABORATORY TESTS OF THE FILTRATIVE PROPERTIES OF THE GROUND

In the following it is supposed that, before starting the filter tests, the chemical and static tests on the suitability of the local material are fulfilled. The task for the filtrative test should have an exact indication for what part of construction and by what method of constructing this given local material is supposed to be used.

In relation with these data the laboratory engineers must determine what *rate of development filter deformation* for the given case is allowed.

After deciding this cardinal question the laboratory tests are performed for every special type of deformation apparatus designed for determining the correspondent characteristic values (coefficient of impervious, filter compaction, consolidation, washing out, etc.). It is necessary to take as a rule the *simultaneous and the parallel test* of several samples in order to eliminate the casual factors. Each experiment, even if for certain materials after the beginning of test, two or three months are required in order to get stability, should be brought to the *entire period of stable process*.

Investigations by means of *micro-cinema* method should be considered as very desirable ones, especially when in the nature of the ground unusual and characteristic features are notable.

The space does not allow us to give the description of the test

apparatus designs used in the *Scientific Research Instituts of Hydro-technics* as well as the principle of their action.

We will mention only two of those signs according to which the samples are found *evidently unsuitable*.

If the filler deformation takes place with a change of symbol (alternation of compaction and loosening) just as if the uniform filler compaction (internal siltting) occurs, laboratory assumes that the given ground as well as a material for the body of a considerable earthen dam in no case is suitable.

In the same way the laboratory considers very carefully the determinations of the rubble filter graduation, as it was settled by micro-cinema, but in many cases the «entrapped air» enclosed in the ground and crushed by the filler flow pressure causes considerable destruction of the structure of the zone of its surrounding ground and «bulging out» its smallest fractions through the filter.

In the conclusion we will give the illustration in what degree the results of treatments prove the correctness of the above stated initial theoretical basis of the methodology of the filter ground tests.

In one of the works of the laboratory the clay brought from the river Gizeldon (Caucasus) as a material for the earthen dam fore apron was tested.

On the figure 4 are shown the points obtained in the results of the test for the permeability of five samples of the different thickness, and the curve responding to the formula (16) is shown :

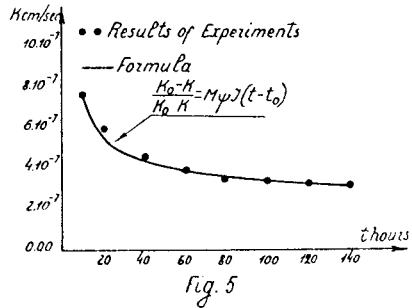
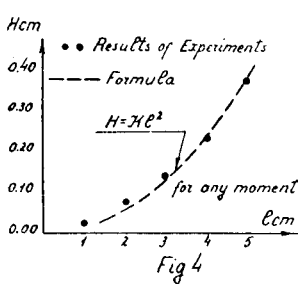


Figure 5 is a diagram of the filler compaction of the same clay. The points obtained from the experiment lay very close to the curve built according to the equation (42) which mainly shows the plastic character of this material deformation.

SUMMARY

The report is based on numerous tests on the filtrative properties of the ground carried out at the Hydrotechnical Laboratory N° 1 of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics in Leningrad, U.S.S.R.

In result of the head of the liquid taking place in the ground (system : solid, liquid, air) the liquid performs a work and may bring to some filtrative deformations of the ground.

The following deformations of this should be mentioned in the first turn : 1. deformation of the permeability ; 2. deformation of the uniform filtrative compaction (and loosening) ; 3. of the washing and bulging out (including the ones through the rubber filters) and 4. deformation of the uneven compaction (silling).

The author tries to base the above mentioned phenomena on some preliminary theoretical considerations.

Due to the limited space only few of these could be exposed, in relation with the ground deformations of the first two types.

The preliminary theoretical considerations try to settle the relations existing between the changes in the value of percolation in the course of time and of those ground deformations which are due to the filtrative flow. They help also to establish what values characterize the ground resistance to the filtrative deformations, i.e. to know which properties have to be determined by means of the laboratory experiments on the samples of the local ground in order to establish their suitability as dam materials.

In carrying out the laboratory researches, the Institute used apparatuses of various designs. Recently a new method of micro-cinema investigation has been initiated, which allowed to find out the important influence of the air on the filtrative deformations.

The «entrapped air» enclosed in the ground and crushed by the filter flow pressure causes considerable destruction of the structure of the zone of its surrounding ground.

It is supposed that one of the micro-cinema films will be demonstrated to the Congress.

RESUME

Le rapport est basé sur de nombreux essais visant le degré d'imperméabilité des terrains (sol naturel, remblai), essais exécutés au Laboratoire Hydrotechnique n° 1 de l'Institut Scientifique des Recherches Hydrotechniques de Léninegrad (U.R.S.S.).

En raison de la charge constituée par l'eau à l'intérieur du terrain (système : masse solide, liquide, air) le liquide travaille et son action peut amener des modifications dans les qualités de perméabilité de la terre.

Il faut en premier lieu citer les modifications suivantes :

1. Variation de la perméabilité.
2. Variation de la compacité.
3. Variation du délavage et du creusement.
4. Variation de la compacité non uniforme (envasement).

L'auteur a cherché à expliquer par quelques considérations théoriques préliminaires ces phénomènes de variation.

L'espace limité n'a permis d'exposer que les considérations concernant les deux premiers types de variation.

Ces considérations théoriques ont pour objet de :

Déterminer la relation entre la variation du débit d'infiltration et les variations survenues dans le terrain (sol) par le courant d'infiltration ;

Chercher à déterminer les coefficients qui caractérisent la résistance du terrain aux déformations d'infiltration, c'est-à-dire élucider les propriétés que doivent préciser les expériences de laboratoire pour déterminer les types de terrains locaux bons à la construction de remblais.

Dans ses recherches scientifiques, l'Institut applique des appareils et des méthodes diverses. Ainsi, tout récemment, le micro-cinéma a fait ressortir le rôle de l'air dans les déformations d'infiltration. Ecrasée par la pression du courant d'infiltration, la bulle d'air emprisonnée dans le sol peut occasionner de grands bouleversements dans la structure de la zone environnante.

L'un des films du micro-cinéma sera présenté au Congrès.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 28

Méthodes de recherches permettant de reconnaître si un matériau donné est apte à être employé pour la construction d'un barrage de terre.

Par M. FRONTARD

Ingénieur en Chef des Ponts-et-Chaussées.

Les matériaux aptes à être employés pour la construction des barrages en terre offrent une gamme particulièrement étendue.

Nous avons donné naguère, dans les Annales des Ponts et Chaussées (1), les caractéristiques physiques des terres constitutives des quinze digues les plus importantes de France, et notamment leur teneur en argile et en sables de différentes grosseurs déterminée dans des conditions identiques par un même expérimentateur. On constate que certaines sont en argile presque pure (dignes de la Marmande 7,2 % de sable, de Cercey 12,1 %, de Panthier 12,1 %, de Grosbois 16,9 %) tandis que d'autres sont au contraire en majeure partie sableuses (dignes du Bourdon 86,4 % de sable, de l'Étang Berthaud 79,5 %, de Montaubry 74,2 %).

On peut avancer, à la lumière de ces faits et de tous autres connus, que toutes les terres argilo-sableuses, dès qu'elles sont

(1) Juillet-Août 1914, page 173. Voir notamment la planche 10.

exemples de matières solubles dans l'eau telles que le sulfate de chaux ou les produits de décomposition des matières organiques, sont aptes à être employées pour la construction d'un barrage. Ce qui importe, c'est de régler les dimensions de celui-ci et les dispositions de ses divers organes en fonction des qualités mêmes de la terre dont on a entendu le constituer.

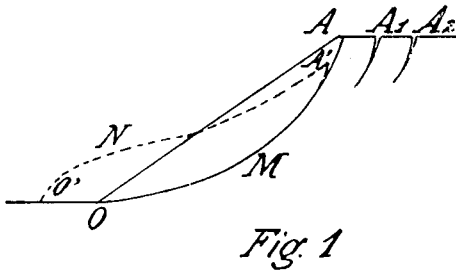
Ces dispositions et ces qualités doivent être de nature :

A assurer la stabilité du massif de terre, 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).

A maintenir ladite stabilité à l'égard des actions spéciales exercées par les eaux retenues.

1° — Conditions régissant la stabilité propre du massif.

La stabilité des massifs argilo-sableux est essentiellement conditionnée, dans les terrassements ordinaires aussi bien qu'en matière de remblais de digues, par la résistance au cisaillement de la terre qui les constitue. Si cette résistance s'avère insuffisante, il se produit l'accident classique du *glissement de talus*. Celui-ci consiste dans l'effondrement d'une portion conchoïdale AMO du massif, comprenant le talus O A sur toute sa hauteur et sur une épaisseur de l'ordre de grandeur maximum de la moitié de son développement, laquelle s'affaisse en se déformant de manière à



venir occuper la position A'MO'N (fig. 1) tandis que le reste du massif ne bouge pas, ou du moins n'est appelé à entrer en mouvement que par une suite d'accidents secondaires, soit par voie de fissurations supérieures en A₁, A₂ ... résultant de la trop grande raideur du

talus d'éboulement A M, soit par glissements d'ensemble nouveaux si on opère inconsidérément la recoupe du pied du talus éboulé O' N O qui servait tout au moins de point d'appui aux parties encore saines.

La théorie mathématique de ces phénomènes a fait l'objet en

France d'une mise au point au cours des dernières années. Jean Résal en avait été le promoteur dès 1909 en remettant en honneur l'ancienne règle de Coulomb, qui faisait dépendre la résistance des terres de deux coefficients, la cohésion C et l'angle de frottement interne φ , de telle manière que la rupture suivant un élément de surface $d\omega$ devait théoriquement se produire aussitôt que les composantes tangentielle t et normale n de l'action moléculaire s conjuguée dudit élément (fig. 2) répondaient à l'égalité

$$t = n \operatorname{tg} \varphi + C \quad (1)$$

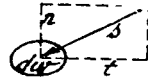


Fig. 2

Plus généralement, il convient de poursuivre l'extension aux terres cohérentes des lois aujourd'hui classiques posées par Mohr pour les matériaux solides homogènes et isotropes de nature quelconque, aux termes desquelles la rupture doit se produire quand t atteint une valeur limite dépendant à la fois de n et des propriétés intrinsèques de la matière.

$$t = f(n)$$

le tracé graphique, par rapport à deux axes fixes ot et on , de la

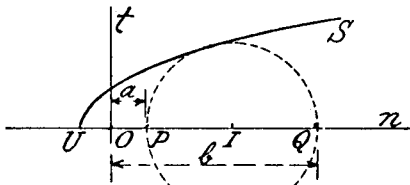


Fig. 3

courbe $f(n)$ — dite courbe de Mohr — pouvant être défini comme l'enveloppe $U S$ d'une série de circonférences ayant leurs centres I sur $O n$ et coupant $O n$ aux points P et Q d'abscisses r et p respectivement égales aux actions moléculaires principales maxima et minima existant à l'instant de la rupture (fig. 3).

Mais il se trouve que la règle de Coulomb, répondant au cas simple où la fonction de Mohr $f(n)$ est linéaire en n , doit suffire à l'explication de presque tous les glissements de talus. Car le calcul montre que les efforts unitaires s'exerçant suivant les différents éléments de la surface de glissement d'un talus ne peuvent affecter qu'un arc de faible longueur de la courbe de Mohr (2), généralement assimilable avec une exactitude suffisante à un segment de ligne droite.

(1) Les actions moléculaires s , t , n , sont, comme d'usage, rapportées à l'unité de surface de l'élément auquel elles s'appuient.

(2) Si l'on admet, avec Résal, que les terres sont incapables de résister efficacement aux efforts d'extension, cet arc est compris entre M_0 , point de tangence de la courbe de Mohr $U S$ avec une circonférence de Mohr tangente en O à l'axe Ot , et M_1 , point de tangence de la même courbe avec une autre circonférence de Mohr tangente à la droite $O A$ inclinée sur $O n$ de l'angle d'inclinaison du talus sur l'horizontale (Fig. 4).

Nous avons pu intégrer les équations différentielles des surfaces de glissement dans un certain nombre de cas, et remplacer diverses formules approximatives de Résal par des expressions plus

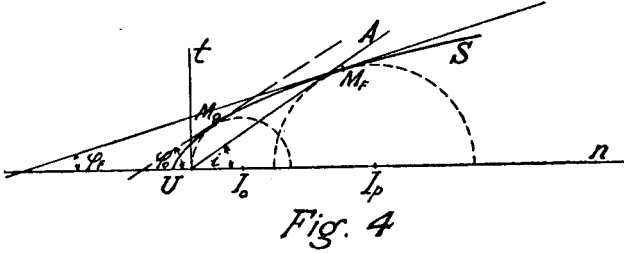


Fig. 4

exactes (1). En particulier, nous avons montré que les surfaces de glissement des talus rectilignes inclinés sur l'horizontale d'un angle i supérieur à φ ne sont autres que des arcs de cycloïdes, déformées homologiquement suivant une obliquité égale à φ , et admettant pour équations, en fonction d'un paramètre variable λ , les expressions ci-après :

$$\left\{ \begin{aligned} x &= \frac{C \cos \varphi \operatorname{tg} i}{\Delta \sin (i-\varphi) \sqrt{\sin (i-\varphi) \sin (i+\varphi)}} \left(\lambda_0 \cos i + \cos \varphi \sin \lambda_0 - \lambda \cos i - \cos \varphi \sin \lambda \right) \\ y &= \frac{C \cos \varphi \operatorname{tg} i}{\Delta \sin (i-\varphi) \sin (i+\varphi)} \left[\frac{\sin \varphi}{\operatorname{tg} i} - \sqrt{\sin (i-\varphi) \sin (i+\varphi) \sin \lambda + \cos i \cos \lambda} \right] \end{aligned} \right.$$

les coordonnées x et y étant dirigées respectivement, comme l'indique la figure 5, suivant la ligne de plus grande pente du talus et suivant la verticale, et Δ étant le poids spécifique de la terre considérée, tandis que λ_0 est défini par l'égalité :

$$\cos \lambda_0 = \frac{\sin^2 i - \sin \varphi}{\sin i (1 - \sin \varphi)}$$

Cette intégration nous a permis de rectifier suivant l'expression ci-après la loi des hauteurs dangereuses d'un massif à talus rectiligne, — caractérisant la hauteur maxima suivant laquelle il est possible de constituer normalement, avec une terre déterminée, un talus d'inclinaison i sans risque de glissement.

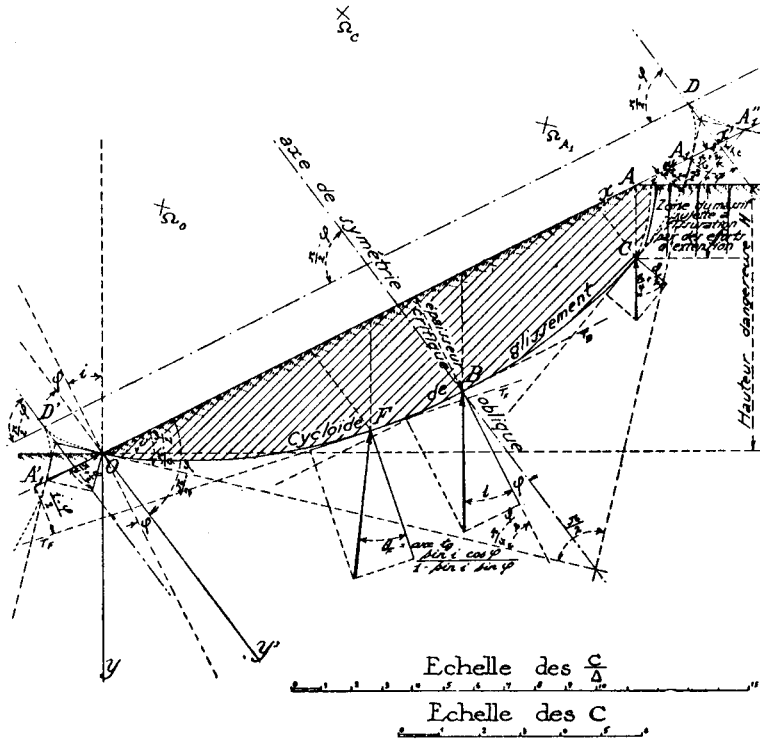
$$(2) \quad H = \frac{2 C}{\Delta} \frac{\sin^2 i \cos \varphi}{\sin (i-\varphi)} \left[\frac{\cos \varphi}{\sin i (1 - \sin \varphi)} + \frac{\operatorname{arc} \cos \frac{\sin^2 i - \sin \varphi}{\sin i (1 - \sin \varphi)}}{\sqrt{\sin (i-\varphi) \sin (i+\varphi)}} \right]$$

(1) Comptes rendus de l'Académie des Sciences 20 février 1922, page 526 ; 13 mars 1922, page 740 ; 3 avril 1922, page 930 ; 11 juin 1928, page 1597.

$\varphi = 10^\circ$

Talus à 2 de base pour 1 de hauteur

Cycloïde de glissement



— Fig. 5 —

Cette loi se traduit numériquement par le tableau et les courbes ci-après :

TABEAU DES HAUTEURS DANGEREUSES

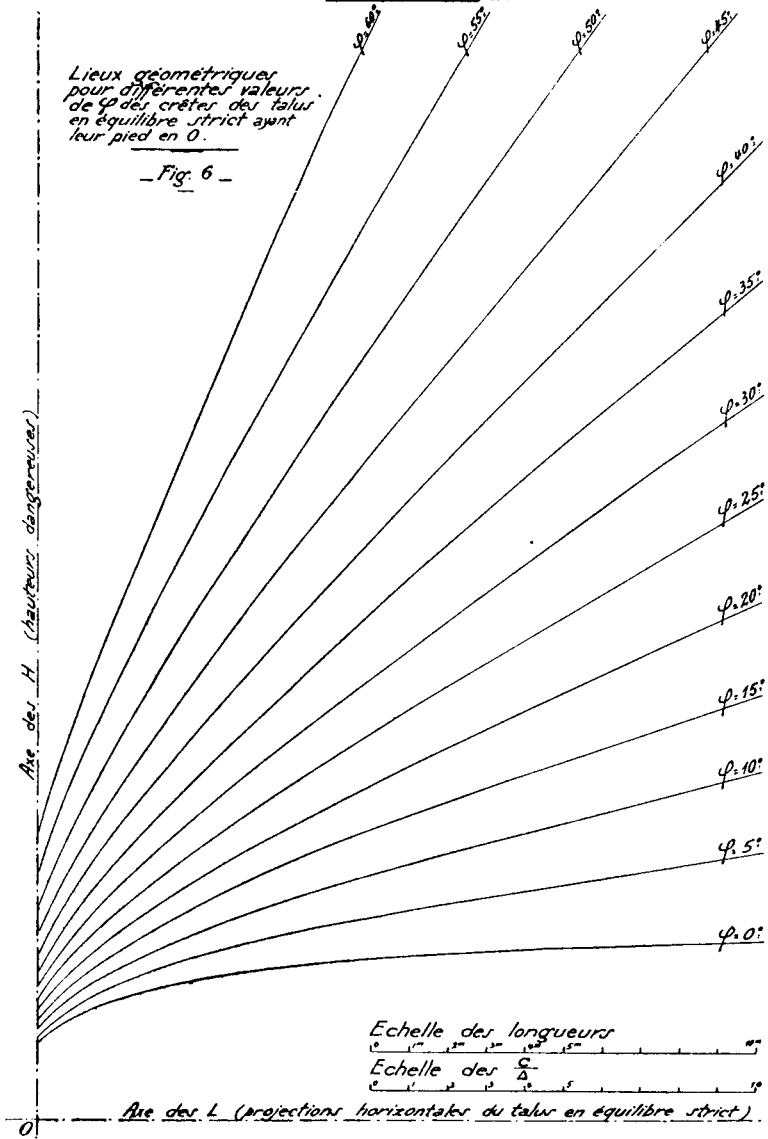
Angle de frottement	Hauteur dangereuse H correspondant aux diverses relations de talus						
	Talus à 1/1 Cotg $i = 0$ $i = 90^\circ$	Talus à 1/4 Cotg $i = 0,25$ $i = 75^\circ 57' 50''$	Talus à 1/2 Cotg $i = 0,50$ $i = 63^\circ 26' 6''$	Talus à 3/4 Cotg $i = 0,75$ $i = 53^\circ 7' 48''$	Talus à 1/1 Cotg $i = 1,00$ $i = 45^\circ$	Talus à 5/4 Cotg $i = 1,25$ $i = 38^\circ 39' 35''$	Talus à 3/2 Cotg $i = 1,50$ $i = 33^\circ 41' 24''$
0°	C 2,00 — Δ	C 2,49 — Δ	C 2,93 — Δ	C 3,28 — Δ	C 3,57 — Δ	C 3,79 — Δ	C 3,97 — Δ
5°	2,18	2,78	3,35	3,87	4,32	4,74	5,10
10°	2,38	3,12	3,87	4,61	5,35	6,10	6,89
15°	2,61	3,51	4,49	5,57	6,74	8,04	9,67
20°	2,86	3,97	5,29	6,88	8,89	11,6	15,6
25°	3,14	4,53	6,32	8,74	12,4	18,3	30,2
30°	3,46	5,22	7,70	11,6	18,7	35,6	106
35°	3,84	6,09	9,66	16,4	33,5	125,1	»
40°	4,29	7,23	12,6	25,9	91,4	»	»
45°	4,82	8,79	17,5	51,2	∞	»	»

Angle de frottement	Talus à 2/1 Cotg $i = 2,00$ $i = 26^\circ 33' 54''$	Talus à 5/2 Cotg $i = 2,50$ $i = 21^\circ 48' 5''$	Talus à 3/1 Cotg $i = 3,00$ $i = 18^\circ 26' 6''$	Talus à 4/1 Cotg $i = 4,00$ $i = 14^\circ 2' 10''$	Talus à 5/1 Cotg $i = 5,00$ $i = 11^\circ 18' 36''$	Talus à 10/1 Cotg $i = 10,00$ $i = 5^\circ 42' 38''$	Talus à 100/1 Cotg $i = 100$ $i = 0^\circ 34' 22''$
0°	C 4,21 — Δ	C 4,40 — Δ	C 4,50 — Δ	C 4,65 — Δ	C 4,75 — Δ	C 4,94 — Δ	C 5,12 — Δ
5°	5,79	6,60	7,29	8,97	11,2	»	»
10°	8,71	10,9	14,5	29,3	113	»	»
15°	14,75	24,7	59,4	»	»	»	»
20°	34,2	176	»	»	»	»	»
25°	281	»	»	»	»	»	»
30°	»	»	»	»	»	»	»
35°	»	»	»	»	»	»	»
40°	»	»	»	»	»	»	»
45°	»	»	»	»	»	»	»

Massifs cohérents à talus libre rectiligne

Lieux géométriques pour différentes valeurs de φ des crêtes des talus en équilibre strict ayant leur pied en O.

— Fig. 6 —



On constate en particulier que les matières ayant théoriquement un angle de frottement interne nul — tels le beurre ou le saindoux, ou, à peu de chose près, les argiles pures — donnent lieu à des courbes de hauteurs dangereuses admettant une asymptote horizontale ; bref il existe, pour ces matières, une *hauteur dangereuse limite* impossible à dépasser au moyen d'un talus rectiligne, quelque adoucissement que l'on apporte à l'inclinaison se celui-ci. Ainsi se trouve justifié mathématiquement l'ostracisme manifesté par les ingénieurs à l'égard de l'argile pure, dès qu'il s'agit d'édifier des talus de grande hauteur.

Quoi qu'il en soit, il ressort de ce qui précède que l'aptitude des diverses terres à entrer dans la composition d'un massif de profil donné dépend essentiellement de la forme de leur courbe de Mohr, ou, toutes les fois que celle-ci peut être pratiquement remplacée par un segment rectiligne, des deux chiffres caractéristiques ci-après :

1° Cohésion C ;

2° Angle de frottement interne φ .

Bien entendu, les chiffres correspondants doivent s'entendre pour la terre *en place*, dans les conditions mêmes de serrage et de degré d'humidité où elle doit se stabiliser finalement au sein de l'ouvrage dans les environs de la surface éventuelle de glissement et lors des conditions extérieures (atmosphériques ou autres) les plus défavorables.

A titre d'exemple, nous signalerons que la terre corroyée de la digue de Grosbois, terminée en 1904 (1), contenait en 1922, d'après une série de sondages exécutés jusqu'à 15 mètres de profondeur à l'occasion d'un glissement du talus amont, un pourcentage d'humidité variant, sans loi définie, d'un minimum de 15,7 % à un maximum de 18,9 %. Au voisinage immédiat de la surface de glissement, ces pourcentages variaient entre 17,6 % et 18,5 % seulement. Quant au serrage de la terre, il était encore aussi parfait qu'en 1904. Une telle terre constitue un matériau de construction dont les qualités de résistance mécanique, pour être inférieures numériquement à celles du béton, ne leur cèdent du moins en rien par leur constance, et doivent se prêter à des calculs tout aussi rigoureux.

Mais les difficultés auxquelles devront faire face les expérimentateurs sont doubles : il s'agit d'abord de constituer des échantillons présentant exactement les caractéristiques physiques de la terre en place ; et il s'agit ensuite de déterminer sur ces échantil-

(1) Annales des Ponts et Chaussées, 1905, III, page 204.

lons, en outre du poids spécifique Δ dont l'obtention est aisée, la courbe de Mohr qui leur est propre, ou tout au moins les valeurs des deux coefficients simplifiés C et φ susceptibles de la traduire pratiquement dans la généralité des cas.

On doit avouer que, jusqu'ici, les recherches faites par les différents expérimentateurs qui se sont occupés de la question n'ont pas été conduites avec un outillage scientifique, ni même un esprit de systématisation mathématique comparables de loin à ceux appliqués à l'étude des matériaux nobles, tels que les métaux, le marbre, le béton. Pour ces derniers matériaux, on dispose notamment des admirables résultats obtenus, avec une précision presque inégalable, par MM. Ros et Eichinger en 1926 et 1928 (1). L'outillage aujourd'hui est constitué et les méthodes d'expérimentation parfaitement au point. Suivant un principe déjà posé par MM. Considère et Mesnager et dont la rigueur scientifique ne peut être critiquée, ces méthodes se résument dans la détermination de la loi suivant laquelle varie la résistance à la rupture par compression de diverses éprouvettes en fonction des efforts transversaux exercés sur les parois latérales de celle-ci. A cet effet, l'on exerce sur le pourtour de l'éprouvette (préalablement enduit de stéarine s'il y a lieu), au moyen d'un liquide enfermé avec elle dans une gaine *ad hoc*, une pression hydrostatique plus ou moins élevée, et, l'ensemble étant placé entre les plateaux d'une presse spéciale, on détermine l'effort b nécessaire pour obtenir l'écrasement; après quoi l'on n'a plus qu'à reporter sur une épure les cercles de Mohr correspondant aux efforts combinés a et b , à tracer leur courbe enveloppe qui n'est autre que la courbe de Mohr cherchée, et à retenir spécialement de celle-ci l'arc Mo Mr déterminé comme l'indique la figure 4.

Pour les terres il n'a jamais été employé, à notre connaissance, aucun dispositif offrant la même rigueur théorique, et nous ne pourrions guère citer ci-après que des recherches d'un caractère plutôt empirique.

Personnellement nous avons en 1909, sur la suggestion de Résal, exécuté de nombreux essais de chantier au moyen d'une espèce de machine figurée ci-contre (figure 7), composée de trois plateaux striés en fonte comprenant entre eux deux galettes soit de terre, soit de mélange terre et sable en proportion variables (2). On sou-

(1) Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr, fascicules I et II. Laboratoire Fédéral d'essai des matériaux annexé à l'École Polytechnique Fédérale de Zurich, 1926 et 1928.

(2) Cf article susmentionné. Annales des Ponts et Chaussées, Juillet-Août 1914.

mettait l'ensemble, au moyen d'un vérin hydraulique vertical, à un effort de compression donné, et on mesurait l'effort horizontal, exercé sur le plateau médian au moyen d'un autre vérin hydraulique, qui se trouvait nécessaire pour donner lieu au cisaillement horizontal des deux galettes ; puis on répétait l'expérience pour d'autres valeurs de l'effort vertical, et l'on traçait sur un graphique une courbe ayant pour abscisses les efforts verticaux et pour ordonnées les efforts horizontaux. Les essais ainsi effectués permirent de confronter, dans des conditions parfaitement comparables entre elles, divers mélanges de terre et de gravier, et de déterminer finalement la proportion optima de gravier dont l'incorporation à la terre naturelle de Charmes procurait à celle-ci la résistance exigée. Ils furent, à ce titre, de la plus grande utilité pour l'objet spécial que l'on avait en vue. Mais, en toute rigueur scientifique, ils n'ont pas donné — et ne pouvaient donner — la véritable courbe de Mohr des matériaux expérimentés ni leurs coefficients simplifiés C et φ . On constate en effet, par l'étude des conditions d'équilibre d'un cube de matière infiniment petit ayant ses arêtes respectivement parallèles et perpendiculaires aux plateaux (Fig. 8), que les surfaces sensiblement horizontales suivant lesquelles s'effectue le glissement final résultent en réalité de phénomènes secondaires, la rupture primaire tendant à s'effectuer par arrachement suivant une série d'éléments plans parallèles entre eux et offrant une inclinaison déterminée sur l'horizontale.

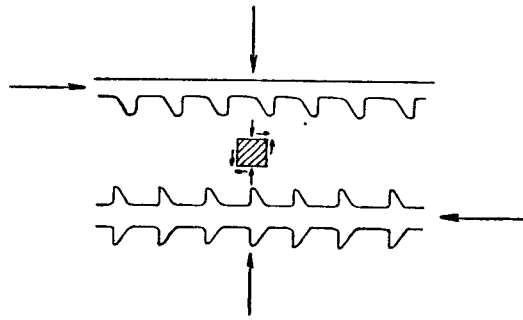


Fig. 8

D'autres expérimentateurs (1) ont encore effectué, dans différents pays, des essais dérivant des mêmes principes, en soumettant à un effort de compression longitudinal un prisme de terre placé verticalement dans une boîte composée de trois colliers métalliques A. B. C.

(1) Cf. expériences anglaises de M. Arthur Langtry Bell (Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers, session 1914-1915); expériences américaines de M. William Cain et de M. John H. Griffith relatées par M. Krynine (Proceedings American Society of Civil Engineers, Avril 1932, p. 623-624); autres expériences de M. H. E. Grüner (Mai 1932, p. 786).

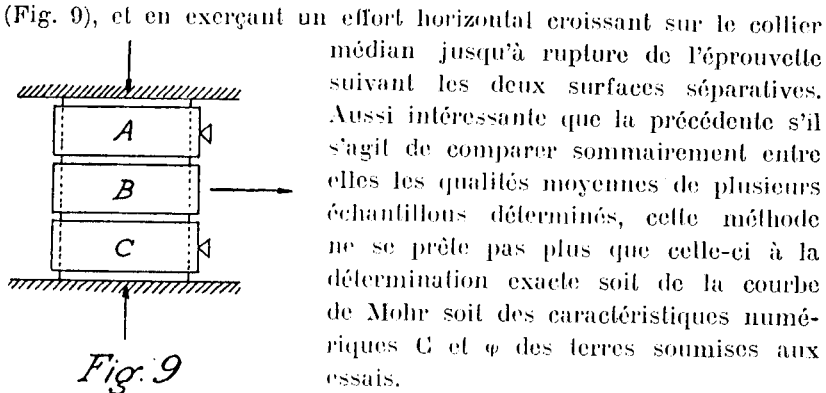


Fig. 9

(Fig. 9), et en exerçant un effort horizontal croissant sur le collier médian jusqu'à rupture de l'éprouvette suivant les deux surfaces séparatives. Aussi intéressante que la précédente s'il s'agit de comparer sommairement entre elles les qualités moyennes de plusieurs échantillons déterminés, cette méthode ne se prête pas plus que celle-ci à la détermination exacte soit de la courbe de Mohr soit des caractéristiques numériques C et φ des terres soumises aux essais.

Parmi les autres méthodes également mises en œuvre par divers expérimentateurs, nous mentionnerons celles reposant sur la détermination des efforts soit verticaux, soit horizontaux nécessaires à l'arrachement de dispositifs d'ancrage enfoncés dans le sol et entraînant avec eux un cône de terre. Mais ici aussi il s'agit de ruptures par extension, n'apportant que des enseignements médiocres sur la véritable loi de résistance des terres essayées (1).

Basées sur un principe plus fécond nous apparaissent les expériences comportant détermination des efforts de rupture, par compression simple, de prismes de terre verticaux soumis à une charge verticale, et détermination de l'angle d'incidence des surfaces de rupture (2) qui admet, on le sait, pour valeur théorique correspondant à l'application de la loi de Coulomb, l'expression

$\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ ou, dans le cas plus général de l'application

des lois de Mohr, l'expression $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}$ (fig. 10). Ainsi ces

expériences doivent fournir, soit dans la première hypothèse la valeur numérique des coefficients C et φ de la loi de Coulomb, soit dans la seconde hypothèse la position tout au moins du point M_0 et de la tangente correspondante de la courbe de Mohr.

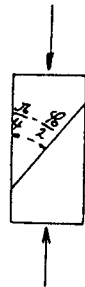


Fig. 10

(1) Expériences de M. O. J. Herz (Zeitschrift der Oesterreichischer Ingenieur und Architekten Vereins 1931, nos 9-14), et de M. D.-P. Krynine (Proceedings American Society of Civil Engineers, Avril 1932, p. 627).

(2) Expériences hollandaises de M. A.-S. Buisman (De Ingenieur 1928, p. 135).

Si méritoires que puissent être les efforts mis en œuvre par tant d'excellents expérimentateurs et les résultats par eux obtenus, nous estimons qu'ils doivent être poussés beaucoup plus loin, et que l'activité des chercheurs ne pourra se ralentir qu'après la création d'un outillage permettant l'obtention rigoureuse, par des méthodes inspirées de celles de MM. Ros et Eichinger et de leurs devanciers, des courbes de Mohr applicables à un échantillon quelconque de terre argilo-sableuse pour les divers degrés d'humidité et les divers degrés de serrage initial susceptibles de se rencontrer dans l'ouvrage où celle-ci doit recevoir son emploi. A ce moment seulement, on sera en mesure d'établir avec précision, tant par les considérations et formules précédemment exposées que par celles qui vont suivre, les projets d'ouvrages permettant de tirer le parti optimum des matériaux envisagés — en s'attachant notamment au calcul de l'inclinaison maxima des talus rectilignes ou de leur incurvation s'il y a lieu, ainsi qu'à l'adjonction éventuelle de dispositifs de consolidation préventive s'il s'agit de massifs de grande hauteur — ; et l'on pourra alors choisir en définitive la solution la plus économique parmi celles afférentes à l'emploi de tel ou tel matériau. Le problème est complexe ; il ne paraît pas impossible.

2°. — *Sujétions spéciales dues à l'action de la retenue d'eau*

La retenue d'eau peut influencer sur la stabilité du massif de terre de trois manières différentes :

1° — Par les effets de corrosion auxquels les vagues et courants donneraient lieu sur la terre du talus amont si celle-ci n'était pas protégée, comme de règle, par un revêtement convenable.

2° — Par les corrosions analogues auxquelles donneraient lieu les fuites d'eau à l'intérieur même du barrage si celui-ci présentait des vices de constructions tels qu'une insuffisance de corroyage des terres, ou une liaison insuffisante des fondations avec le sol naturel.

3° — Enfin, par les pressions hydrauliques qu'elle exerce en tout état de cause sur la surface antérieure du talus amont, et dont une partie doit se transmettre jusqu'au sein même de l'ouvrage à travers les vides même capillaires de celui-ci si le revêtement n'est pas spécialement drainé en vue de s'opposer à cette transmission.

Il n'y a pas lieu de s'attarder sur les deux premiers dangers signalés, en présence des progrès définitifs aujourd'hui obtenus tant dans la technique des revêtements du talus amont des digues que dans les procédés de mise en œuvre des terres.

Quant à la pression hydraulique exercée par la retenue sur la surface antérieure du talus amont, loin de se trouver défavorable à la stabilité, elle agit dans un sens nettement favorable à celle-ci, en



Fig. 11

tendant à appliquer plus fortement sur le massif la portion conchoïdale du talus dont le glissement aurait pu être à craindre (fig. 14).

Restent à considérer les infiltrations dans les vides capillaires du massif, et les pressions hydrauliques intérieures auxquelles elles peuvent donner naissance au sein de celui-ci. Les questions qu'elles soulèvent doivent précisément faire l'objet de débats spéciaux au cours du Congrès même auquel est destiné le présent rapport. Il nous paraît probable qu'elles mettront en valeur les belles recherches tant théoriques qu'expérimentales qui ont permis à M. le Professeur Ir. H. C. P. de Vos, professeur à l'École Industrielle de Bandoeng (Java) d'en élucider les lois de façon très approchée dans le cas général d'un barrage perméable soumis à une retenue de hauteur constante. D'après cet auteur, les lignes d'écoulement des molécules d'eau, à travers un massif rectangulaire homogène perméable A B C D reposant sur un sol imperméable x x et soumis à l'action d'une retenue de hauteur H sont, à peu de chose près, des arcs de parabole à axe horizontal ayant leur foyer au point B (Fig. 12). La plus élevée d'entre elles, ayant son point de départ en C, est dite « ligne d'infiltrations » ; elle est caractérisée par ce fait que la portion du massif située en dessus ne contient que de l'eau surélevée par capillarité tandis que la partie située en dessous est entièrement saturée d'eau en mouvement remplissant tous ses pores. La ligne d'infiltrations en question part du point C, intersection du profil en travers du barrage avec le plan d'eau de la retenue, et aboutit à la face postérieure sous un angle de 45° à une hauteur y_0 au-dessus de B égale à la différence B G entre la longueur de la diagonale B C et l'empattement A B du massif. Il se produirait dès lors à l'aval du massif, sur toute la hauteur B E = y_0 ainsi déterminée, des exsudations dont le débit total Q a pour valeur, d'après les calculs de l'auteur :

$$Q = Ky_0$$

la lettre K désignant le coefficient de perméabilité de la matière constitutive du massif.

Quant aux lignes d'égal niveau piézométrique, qui doivent, on le sait, constituer avec le réseau précédent un système orthogonal, elles forment une autre série de paraboles à axe également horizontal admettant le même foyer B ; le niveau piézométrique afférent à chacune d'elles est donné par la cote y de son intersection avec la ligne d'infiltrations.

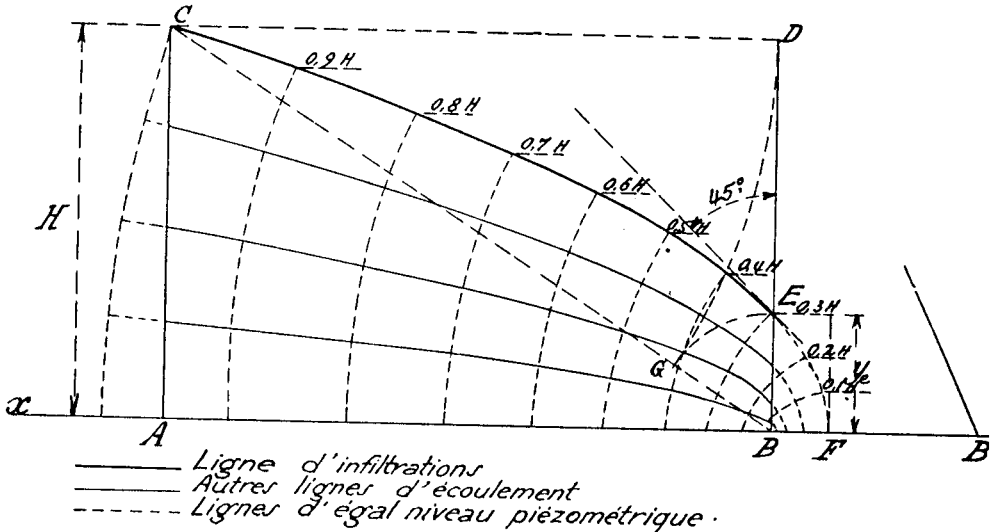


Fig 12

Les lignes tant d'écoulement que piézométriques ainsi tracées resteraient d'ailleurs identiques pour un barrage d'empiètement $AB' > AB$ et de paroi aval quelconque, à la condition qu'un drainage horizontal soit établi suivant $B B'$ pour maintenir à la pression atmosphérique le foyer B. Dans ce cas, la ligne d'infiltrations devrait être simplement prolongée jusqu'en F suivant l'arc de parabole E F, et les exsudations s'évacueraient du massif dans le drainage sur la longueur horizontale $B F = \frac{Hc}{2}$ au bénéfice de l'assainissement du talus aval, qui resterait sec sur toute sa hauteur.

Pour une digue ordinaire de profil trapézoïdal, les lignes d'écoulement déterminées par M. de Vos offrent vers l'aval la même forme parabolique que ci-dessus, mais elles s'infléchissent au voisinage du talus amont de manière à avoir, à leur point de départ, leur tangente orientée normalement à la surface de celui-ci. Dans le cas

particulier d'un barrage drainé à l'aval ainsi que le recommande M. de Vos, les lignes d'écoulement et d'infiltrations se trouveraient disposées comme l'indique la figure 13 ; et, dans le cas où il ne serait

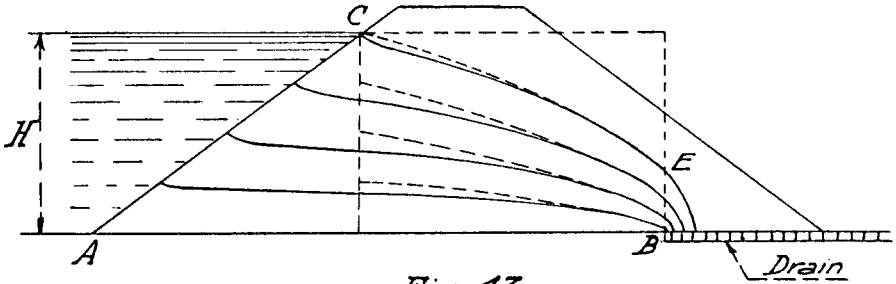


Fig. 13

pourvu d'aucun drainage, lesdites lignes seraient disposées conformément à la figure 14.

Pratiquement, il ne résulte en général de ces infiltrations dans les pores du massif aucune sujétion notable pour la stabilité du talus aval, parce que les pressions hydrauliques ne parviennent dans cette

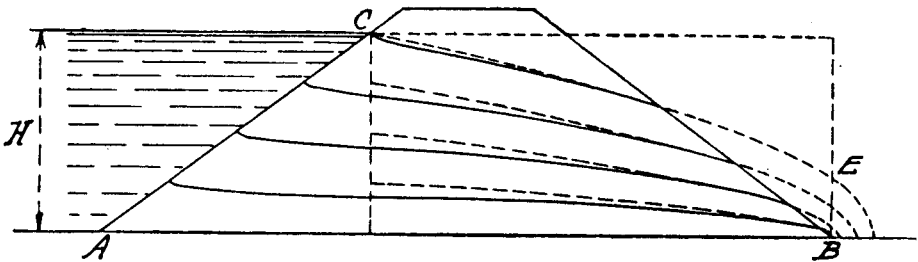


Fig. 14

région que très atténuées — bien plus atténuées encore, à notre avis, pour les digues modernes de forte compacité, que n'ont pu l'indiquer les théories et les expériences sur modèles à échelle réduite de M. de Vos. Car il faut tenir compte ici des phénomènes d'évaporation très intenses qui se produisent sur toute la surface libre du talus et qui donnent lieu au sein de celui-ci à des attractions capillaires réduisant d'autant les pressions.

Les mêmes infiltrations ne présenteraient non plus aucun danger pour la stabilité du talus amont si le niveau de la retenue restait constant, car les effets défavorables des pressions hydrostatiques qu'elles développent au voisinage de la surface éventuelle de glissement viendraient simplement en atténuation des effets favorables, d'un ordre de grandeur notablement plus élevé, produits par la pression de la retenue sur la surface libre du talus. Mais il n'en va plus de même en cas de variation du niveau de la retenue, et spécialement dans les cas d'abaissement rapide de celui-ci.

Il se produit alors un phénomène dont on a souvent parlé mais qui, à notre connaissance, n'a jamais fait l'objet de calculs ni d'expériences : à savoir un retard plus ou moins important des baisses de pression piézométriques au sein du massif sur l'abaissement du niveau de la retenue, retard résultant de la lenteur extrême avec laquelle se produit l'écoulement de l'eau dans les interstices des massifs sablonneux, et à fortiori des massifs en terre corroyée. Les pressions hydrostatiques rémanentes dont on est ainsi en droit de concevoir l'existence peuvent jouer un rôle éminemment défavorable, et ce de deux façons différentes :

a) Parce que la résultante R de leurs actions sur la surface de glissement éventuelle du talus (1) tend à délester celui-ci d'une partie de son poids et exerce sur lui une poussée au vide.

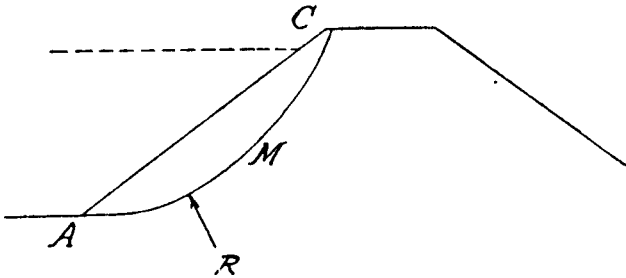


Fig. 15

b) Parce que, en chaque point de ladite surface de glissement, les équations d'équilibre moléculaires se trouvent fâcheusement modifiées par l'adjonction des pressions hydrostatiques élémentaires. En effet, pour une pression hydrostatique intérieure p , agissant

(1) Surface dont la forme est d'ailleurs influencée par les phénomènes en question, et pourra ainsi différer notablement de celle indiquée par la figure 5.

sur une fraction $\varepsilon d\omega$ de la surface élémentaire mi-solide mi-liquide $d\omega$ (fig. 2), la rupture par glissement, au lieu de se produire pour une valeur $n\lg\varphi + C$ de la composante tangentielle t , se produira dès que t atteindra la valeur $t = (n - \varepsilon p)\lg\varphi + C$; bref tout se passera comme si la cohésion C était réduite en chaque point du massif de la quantité $\varepsilon p \lg\varphi$. Les dimensions de la surface de glissement se trouveront réduites d'autant. En particulier, les valeurs de la hauteur dangereuse, qui sont commandées par ces dernières, subiront une réduction du même ordre. Et l'on conçoit que, peu important pour les barrages peu élevés, ce facteur nouveau du problème puisse en venir à jouer un rôle prépondérant pour les barrages de grande hauteur.

Le coefficient ε dépend, pour un matériau simple, de la proportion des vides au volume pleins+vides dudit matériau. Si cette proportion volumétrique est chiffrée par ε' , la proportion par élément de surface

— $\frac{\text{vides}}{\text{pleins} + \text{vides}}$ — est donnée par l'expression $\varepsilon = \varepsilon'^{2/3}$

Par exemple, pour la digue de Grosbois dont la terre contenait en poids, ainsi qu'on l'a vu plus haut, 18 % d'eau et pesait sensiblement 1.900 kilos par m³, on devrait avoir, si la proportion de sable et gravier était jugée négligeable :

$$\varepsilon' = \frac{0,18 \times 1900}{1000} = 0,342$$

$$\text{et } \varepsilon = 0,342^{2/3} = 0,489$$

Pour une terre contenant une quantité notable de gravier, et spécialement de gros gravier, le coefficient ε doit être réduit en fonction du pourcentage de gravier, parce que seule l'eau contenue dans les pores du liant argileux est dangereuse, à l'exclusion de l'eau contenue dans les éléments solides. Il y a là un motif de plus, et qui n'est peut être pas le moindre, pour préférer à toutes autres les terres à forte proportion de gravier.

Il est vrai que la quantité $\varepsilon p \lg\varphi$ portée en déduction de la cohésion C est également d'autant plus faible que φ est plus voisin de zéro, circonstance qui pourrait conduire les constructeurs à préférer les terres les plus argileuses. Mais il importe de noter que les efforts d'extension ainsi appliqués, auxquels la terre n'est pas sans pouvoir résister dans une certaine mesure étant donné le rôle agglomérant joué par l'humidité incluse, ont pour effet de faire reculer les cercles de Mohr vers les n négatifs de la figure 4, où la valeur

de l'angle φ s'accroît rapidement ; ainsi il ne faudrait pas, du fait que les angles φ afférents à l'arc Mo Mf de la courbe de Mohr paraissent voisins de zéro pour les terres argileuses, inférer qu'ils restent peu importants dans la zone U Mo.

Il importe grandement, à notre avis, de traduire par des chiffres définitifs ces notions encore hasardeuses, qui contiennent sans doute la clef des dernières inconnues subsistant dans le problème de la stabilité des barrages en terre. Nous émettons le vœu que des recherches expérimentales particulièrement approfondies, portant sur diverses natures de terre bien déterminées, soient entreprises dans ce sens. En particulier, il serait désirable que les plus importants parmi les barrages appelés à être construits au cours des prochaines années soient munis d'une série de dispositifs manométriques, mis en place au fur et à mesure de la montée des remblais en des points judicieusement choisis au sein de ceux-ci, et reliés soit électriquement soit par tout autre procédé à des organes de lecture extérieurs permettant de prendre connaissance à tout moment, par la suite, lors des alternatives de remplissage et de vidange du réservoir, des pressions hydrostatiques intérieures.

CONCLUSIONS.

En résumé, nous estimons que l'aptitude des divers matériaux à être employés pour la construction des barrages en terre est principalement fonction :

1° — De la forme de la courbe de Mohr par laquelle peut être caractérisée la résistance au cisaillement de ces matériaux, suivant la consistance même (et notamment le degré de serrage et d'humidité) qu'ils sont appelés à prendre au sein de la digue dans les conditions les plus défavorables.

2° — De la perméabilité des mêmes matériaux en place, et, plus spécialement, de l'aptitude de leur liant argileux à laisser l'eau incluse dans ses pores obéir plus ou moins rapidement aux flux et reflux des pressions hydrauliques extérieures.

Les problèmes ainsi posés sont particulièrement complexes et méritent d'exercer toute la sagacité tant des ingénieurs que des hommes de laboratoire.

Nous nous excusons de les avoir ici plus définis que résolus. Notre intervention n'aura pas été inutile si elle a pour résultat une orientation systématique des études futures vers ces deux questions, qui en la matière sont à la fois les moins explorées et les seules offrant un intérêt décisif.

RESUME

Toutes les terres argilo-sableuses, dès qu'elles sont exemptes de matières solubles dans l'eau telles que le sulfate de chaux ou les produits de décomposition des matières organiques, sont aptes à être employées pour la construction d'un barrage. Ce qui importe, c'est de régler les dimensions de celui-ci et les dispositions de ses divers organes en fonction des qualités mêmes de la terre dont on a entendu le constituer.

Etant données la remarquable homogénéité et la compacité que les procédés modernes de corroyage arrivent à communiquer aux terres, celles-ci en arrivent à présenter une résistance mécanique qui, pour être inférieure numériquement à celle de matériaux plus nobles tels que la pierre ou le béton, ne leur cède en rien par sa constance, et doit se prêter à des calculs aussi rigoureux.

Il y a lieu d'aborder ces calculs dans le même esprit que les problèmes usuels de résistance des matériaux, en s'attachant spécialement aux phénomènes de cisaillement de la terre, causés par l'action de son propre poids, qui sont à l'origine des accidents dénommés « glissements de talus ».

Pour les massifs n'ayant pas à subir l'action d'une retenue d'eau, la théorie mathématique de ces glissements de talus est aujourd'hui convenablement élucidée ; et ce sont les recherches expérimentales permettant de déterminer efficacement les caractéristiques de résistance des diverses terres qui, seules, paraissent appeler d'importants progrès. Ces recherches expérimentales doivent être poursuivies avec l'objectif principal de déterminer *la courbe de Mohr* caractérisant la résistance au cisaillement des diverses terres dont l'emploi est prévu, suivant la consistance même (et notamment le degré d'humidité) qu'elles sont appelées à prendre au sein de l'ouvrage dans les conditions les plus défavorables.

Pour les massifs appelés à subir l'action d'une retenue d'eau, les mêmes phénomènes se trouvent compliqués par l'intervention des pressions hydrostatiques transmises, intérieurement au massif, à l'eau incluse dans les pores et canaux capillaires de celui-ci. Peu dangereuses lorsque la retenue est maintenue à niveau constant, les pressions en cause peuvent au contraire, en cas d'abaissement rapide de la retenue, contribuer à la genèse des glissements de talus, au moins pour les barrages dépassant une certaine hauteur. Les

recherches expérimentales à intervenir devront comporter, à cet égard, à titre d'objectif secondaire s'ajoutant au précédent, la détermination de la perméabilité des mêmes matériaux en place, et plus spécialement de l'aptitude de leur liant argileux à laisser l'eau incluse dans ses pores obéir plus ou moins rapidement aux flux et reflux des pressions hydrostatiques extérieures.

Les problèmes ainsi posés aux expérimentateurs sont particulièrement délicats, mais méritent d'exercer toute leur sagacité, car ce sont les seuls offrant en la matière un intérêt décisif.

ZUSAMMENFASSUNG

Alle tonig-sandigen Erden sind, sobald sie von wasserlöslichen Stoffen wie schwefelsaurer Kalk oder Zersetzungserzeugnisse tierisch-pflanzlicher Herkunft befreit sind, geeignet zur Verwendung beim Bau eines Staudammes. Worauf es ankommt, ist die Regelung der Abmessungen des Dammes und die Anordnung seiner einzelnen Teile so, dass sie den besonderen Eigenschaften des Erdreiches entsprechen, aus dem man den Damm herstellen will.

Die bemerkenswerte Gleichmässigkeit und Dichtigkeit als gegeben betrachtet, die neuzeitige Aufbereitungsverfahren den Erden verliehen haben, bieten diese jetzt einen mechanischen Widerstand dar, der, wenn er auch zahlenmässig unter dem edleren Stoffe wie Stein oder Beton liegt, ihm doch in nichts hinsichtlich seiner Beständigkeit nachsteht und sich die schärfsten Rechenverfahren gefallen lässt.

Es ist am Platze, dass man an diese Berechnungen im gleichen Sinne herantritt wie an die gewöhnlichen Fragen des Widerstandes der Baustoffe, indem man sich besonders an die Erscheinungen des durch die Wirkung eines Eigengewichts verursachten Abreissen des Erdreiches heranmacht, die den Ursprung der « Erderschütterungen » genannten Unfälle bilden.

Für Erdmassen, die nicht dem Druck durch gestautes Wasser unterliegen, ist die mathematische Behandlung dieser Rutschungen heute genügend aufgeheilt; dagegen sind es nur die Versuche, die eine wirksame Festlegung der Kennzeichen des Widerstandes verschiedener Erdarten gestatten, die offenbar einen wesentlichen Fortschritt erfordern. Diese Versuche müssen mit dem Hauptziel fortgesetzt werden, die Mohrsche Kurve fortzulegen, die den Widerstand gegen Abrutschen für verschiedene Erdarten kennzeichnet, deren Verwendung vorgesehen ist, sodann die Dichtigkeit selbst (und bekanntlich auch den Durchfeuchtungsgrad), den sie bestimmt sind, innerhalb des Bauwerks unter den ungünstigsten Bedingungen auf sich zu nehmen.

Bei Erdmassen, die die Wirkung eines Stausses auszuhalten haben, werden diese Erscheinungen dadurch noch verwickelter, dass sich innerhalb der Masse der hydrostatische Druck auf das in den Poren und Kapillarröhrchen des Dammes eingeschlossene Wasser übertragen wird. So wenig gefährlich die Drücke bei

Innehaltung eines gleichbleiben den Wasserstandes sind, so können sie doch im Falle einer raschen Absinkung des Stausees zum Entstehen eines Erdrutsches beitragen, wenigstens bei Dämmen über eine gewisse Höhe hinaus. Die vermittelnden Versuche müssten mit Rücksicht hierauf unter dem Titel eines zweiten, sich dem vorhergehenden anschliessenden Zieles die Bestimmung der Durchlässigkeit der gleichen Baustoffe wie auf der Baustelle zulassen, und ganz besonders noch, ob die Beimengung von Ton sie geschmeidig genug macht, um das in ihren Poren eingeschlossene Wasser mehr oder weniger Rasch dem Zu-oder Abfluss der äusseren hydrostatischen Drücke gehorchen zu lassen.

Die den Anstellern von Versuchen derart vorgelegten Fragen sind ganz besonders heikel, sie verdienen aber die Aufbietung ihres ganzen Scharfsinnes, weil sie die einzigen sind, die in dem Fragenkreise ein entscheidendes Interesse darbieten.

SUMMARY

All argillo-sandy soils, so long as they are free from matter that is soluble in water such as lime sulphate or products derived from the decomposition of organic matter, are suitable for being used in the construction of a dam. The important point is to regulate the dimensions of the latter and the arrangements of its various parts as function of the qualities possessed by the soil to be employed for its construction.

In view of the remarkable homogeneity and compactness given to soils by means of modern puddling processes, such soils are enabled to offer a mechanical resistance which, whilst numerically inferior to such materials as stone or concrete, are as good as the latter in their constancy, and can pass tests that are equally rigorous.

These calculations should be approached in the same manner as that employed in dealing with ordinary problems of the strength of materials, whilst paying special attention to the phenomena of shearing of the soil, caused by the action of its own weight, which bring about the accidents known as « embankment slides ».

For banks that are not subjected to the action of holding back a volume of water, the mathematical theory of these embankment slides has now been suitably elucidated; and only by experimental investigation for properly ascertaining the properties of resistance of various soils can any real progress be made. These experimental investigation must be carried out with the principal object of determining *the Mohr's curve* showing the resistance to shearing of the various soils used, according to the consistency itself (and especially the degree of humidity) that they will be required to take on in the core the construction under the most unfavourable conditions.

For embankments that will require to be subjected to the action of retaining water, the same phenomena are complicated by the intervention of hydrostatic pressures transmitted through the embankment to the water included in the pores and capillary channels of the latter. Whilst the pressures referred to above are not very dangerous in the case of a steady water level, they may — on the other hand — in the event of a sudden lowering of the water pressure, help to start embankment slides, at least as regards dams that are more than a certain height. Experimental investigations

should, in this connection, cover (as a secondary objective added to the preceding one) the determining of the permeability of the same materials in place, and more especially the aptitude of their argillous binding material to permit the water included in its pores to obey more or less quickly the flux and reflux of external hydrostatic pressures.

The problems thus placed before experimentalists are particularly delicate, but are worthy of the exercise of their utmost intelligence, for they are the only ones that present a decisive interest in this connection.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT n° 29

**Untersuchung der in Betracht kommenden
Bodenmaterialien inbezug auf ihre Verwendbarkeit
für zwei Erddämme von geringer Höhe.**

Von Johann DIETER, Ministerial-Sektionsrat

Einleitung.

Infolge des Verlustes der gebirgigen Landesteile gewannen in Ungarn auf dem Gebiete der Wasserwirtschaft Erddämme von geringer (6-10 m) Höhe viel an Bedeutung.

Die Hauptforderung, welche man an Erddämme bekannterweise zu knüpfen pflegt, besteht in der Erreichung einer, möglichst geringen Wasserdurchlässigkeit. Um dieser Anforderung Genüge leisten zu können, muss man — ausser der strikten Befolgung des üblichen, vorschriftmässigen Vorgehens beim Bau — auch der richtigen Auswahl der Zusammensetzung der in Frage kommenden Bodenmaterialien, sowie der Kornmischung derselben, gebührende Bedeutung beimessen. Nachdem nun an der Baustelle des Erddammes und in deren unmittelbarer Nähe das geeignete Material in der für den ganzen Damm benötigten Menge in den seltensten Fällen vorkommt und der Zutransport desselben aus entfernteren

Gegenden den Bau zu sehr verteuern würde, pflegt man solche Dämme auf der Wasserseite, oder in der Mitte mit einer mehr oder minder starken, wasserdichten Schichte (Decke), oder einem Kerne aus einem plastischen (lehmigen), oder festen Material (z. B. Eisenbeton) zu versehen, sodass die obenerwähnte Anforderung erfüllt, bezw. das angestrebte Ziel erreicht wird. In gegebenen Fällen muss nun die als Baumaterial in Betracht kommende Lehmschichte, welche — wie wir sehen werden — niemals aus reinem Ton bestehen darf, sondern immer mit einer entsprechenden Menge Sand gemischt sein muss, in bezug auf ihre Zusammensetzung, Korngrösse und Wasserdurchlässigkeit vorher gründlich geprüft werden; solche Untersuchungen gehören, wie auch im konkreten Falle, nicht gerade zu den leichtesten Aufgaben.

Unser Bericht bezieht sich kurzgefasst auf jene, in Laboratorien durchgeführten Materialprüfungen, welche wir im Jahre 1922, im Zusammenhange mit dem Baue zweier Erddämme geringerer Höhe unternahmen. Beide Dämme wurden zwecks besonderer Abdichtung auf der Wasserseite mit einer Decke aus plastischem Materiale versehen, welche sich bei dem ersten Damme auf einen aus Sand hergestellten, beim zweiten auf einen aus Steinen geschichteten Stützkörper auflegt. An diese Dichtungsdecke schliesst sich bei beiden Dämmen je eine Spundwand an, welche sich aber nur beim zweiten Damme, nämlich bei der Sperre in Reesk, auf die ganze Talbreite erstreckt und bis zum felsigen Untergrund hinabreicht.

Ob zwar die Wissenschaft in bezug auf die Durchführung von derartigen Untersuchungen seither grosse Fortschritte zu verzeichnen hat, glauben wir doch voraussetzen zu dürfen, dass aus dem im Folgenden vorgetragenen, wenn auch nicht gerade Anleitungen, so doch gewisse Anhaltspunkte zu etwaigen Ableitungen geboten werden. Unsere diesbezügliche Voraussetzung stützt sich dabei auf den Umstand, dass diese Erddämme, welche auf Grund nachstehend beschriebener Untersuchungen, die nach älteren Methoden durchgeführt wurden, erbaut worden sind, ihrer Bestimmung bis zum heutigen Tage anstandslos entsprochen haben.

1. DIE DAMMSPERRE BEI SALGOTARJAN.

Ueber die Sperre im Allgemeinen.

Der Bergbetrieb der Salgo-tarjänger Kohlenbergbau Aktiengesellschaft wird mit elektrischer Energie aus einem Dampfkraftwerk versorgt. Das Kraftwerk wieder erhielt vor der Errichtung der heute

dort bestehenden Talsperre das nötige Betriebswasser teils aus einem bei der Anlage befindlichen Brunnen, teils aus einer in der Nähe gelegenen Quelle. Das auf diese Weise gewonnene Wasser verursachte aber infolge seiner ungeeigneten chemischen Zusammensetzung schon im alten Kraftwerke schwere Betriebsstörungen. Für die Betriebhaltung der inzwischen errichteten neuen, weit leistungsfähigeren und modern ausgerüsteten Zentrale erwies sich dasselbe aber nicht nur qualitativ als ungeeignet, sondern auch quantitativ als ungenügend. Da sämtliche Brunnen und Quellen der Umgebung aber Wasser derselben ungeeigneten Qualität liefern, sah sich die Gewerkschaft veranlasst, den Wasserbedarf aus den angesammelten Niederschlägen zu decken.

Zu diesem Zwecke wurde nun das Tal des kleinen Flusses Zagyva 1.2 km unterhalb des Kraftwerkes mittels eines 7.5 m hohen Erddammes abgesperrt und auf diese Weise ein Staubecken mit einem Fassungsvermögen von rund 54.000 m³ errichtet, aus welchem das nötige Betriebswasser durch eine, in den Körper der sich am Talabhang hinziehenden Strasse verlegte Druckleitung zum Kraftwerke hinaufgepumpt wird.

Das Einzugsgebiet der Zagyva beträgt bis zur Sperre etwa 12.5 km²; diese Ausdehnung reicht in Anbetracht der dortigen Niederschlagsverhältnisse vollkommen aus um das Vorhandensein der benötigten Betriebswassermenge jederzeit sicher zu stellen und auch den Unterlauf des Flusses mit der behördlich vorgeschriebenen Wassermenge zu versehen.

Im Profil der Sperre liegt der tiefste Punkt der Talsohle im Niveau von 285.0 m über M., der Wasserspiegel des Staubeckens ist bei einem Fassungsvermögen von 54.000 m³ 290.2 m hoch; die grösste Wassertiefe beträgt demnach 5.2 m. Die Länge des Staubeckens beläuft sich auf rund 600, die durchschnittliche Breite auf 35.0 m; die wasserbedeckte Fläche hat eine Ausdehnung von ungefähr 21.000 m².

Die Konfiguration des Terrains ist in Abb. 1 veranschaulicht, Wie aus dem Längsschnitte in Abb. 2 ersichtlich, ist der felsige Untergrund mit einer 3 — 12 m starken Erdschicht überdeckt. Diese Schicht ist dermassen wasserdurchlässig, dass es sich im Interesse der Sicherstellung der Wasserversorgung als notwendig erwies, die Dichtungsdecke auch in den Talboden einzubinden. Der Einbau dieser, bis 3 m unter das Grundwasser reichenden Decke erfolgte, unter gleichzeitiger Absenkung des Grundwasserspiegels, im Trockenem.

Der Dammkörper.

Die Höhenkote der Dammkrone beträgt (Abb. 3) 292.5 m und liegt demnach um 2.5 m höher, als das Niveau des Ueberlaufes;

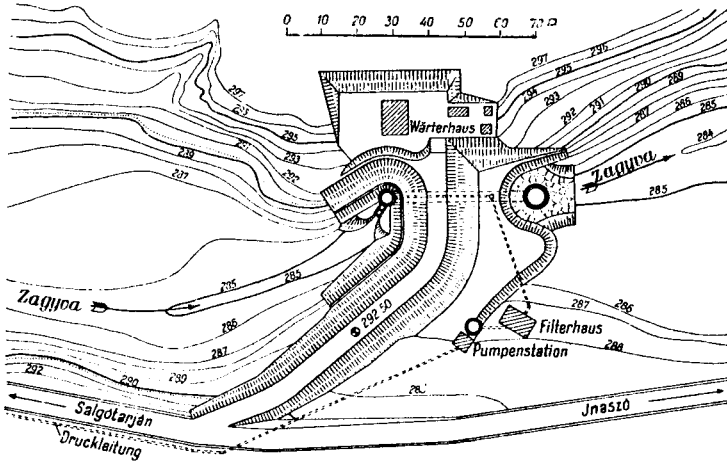


Abb. 1.

die Dammkrone ist 5.0 m breit und mit einer Wölbung von 30 cm Scheitelhöhe versehen. Die Böschung des Dammes hat wasserseitig oberhalb der auf Kote 288.0 m befindlichen, 1.0 m breiten Berme

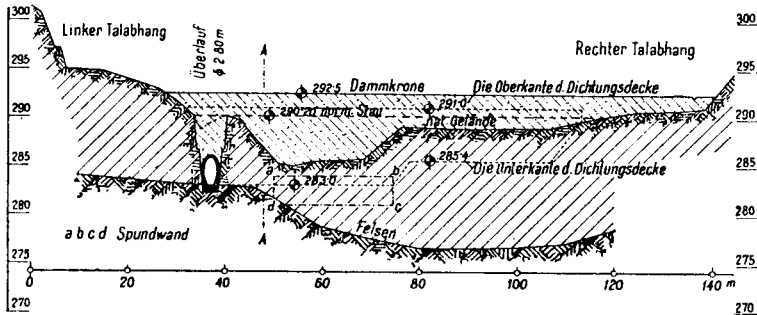


Abb. 2.

eine Neigung im Verhältniss 1:1.5, unterhalb der Berme eine solche von 1:2.5, während die Dammeigung an der Luftseite 1:2 beträgt. Die wasserseitige Böschung wurde mit einem Pflaster aus trocken

geschichteten, frostfesten Bruchsteinen versehen, während die luftseitige Böschung mit Humus, bezw. mit Rasen bedeckt wurde.

Der Damm -(Stütz-) Körper selbst wurde aus an Ort und Stelle zur Verfügung gestandenem, sandigem Materiale nach dem beim Baue derartiger Dämme bewährten Verfahren aufgebaut. Das Schüttmaterial entstammte in erster Linie der Baugrube des als Ueberlauf

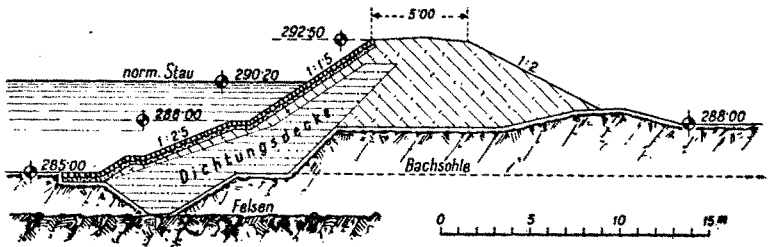


Abb. 3.

dienenden Abfallschachtes und dem Bette des zum Wasserentnahmeturm führenden Kanales, ferner dem Beruhigungsbecken und den beim Baue des Wächterhauses gewonnenen Erdmassen. In zweiter Linie wurde es aus Materialgruben gewonnen. Nachdem aber das an Ort und Stelle vorgefundene Material in seiner natürlichen Zusammensetzung für den Bau eines wasserdichten Dammes unbrauchbar war, wurde im Dammkörper auf der Wasserseite eine Dichtungsdecke vorgesehen, welche sich über die gesamte Dammlänge ausbreitet. Die, in bezug auf die richtige Wahl der Schichtenstärke und der Zusammensetzung der projektierten Dichtungsdecke durchgeführten Studien, welche wir im nachfolgenden eingehend besprechen werden, ergaben, dass es am zweckmässigsten erscheint, die Decke in der in Abb. 3 angegebenen Stärke und Anordnung, aus künstlich gemischtem, sandigem Lehm herzustellen. Die an Ort und Stelle durchgeführten «Versuchsaufschüttungen» ergaben, dass es ausreichend erscheint, den Lehm guter Qualität im Raumverhältnisse von 1:3 mit sandigem Lehm zu mengen. Laut den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche entspricht nämlich dieses Gemenge auch von dem Gesichtspunkte der Wasserdichtigkeit aus vollständig. Ein Teil des Materials wurde aus einer Entfernung von 5 km (Inaszô), der andere 10 km weit (Stadt Salgôtarjân) zur Baustelle gebracht.

Der Ueberlauf.

Zur Ableitung des Hochwassers dient ein vertikaler Abfallschacht mit einem lichten Durchmesser von 4.0 m, an welchen sich

in horizontaler Richtung ein auf Felsgrund fundiertes Eisenbetonrohr mit einem Querschnitt von 6.0 m^2 anschliesst. Letzteres mündet in einen vertikalen Quellbrunnen, welchen ein Beruhigungsbecken umgibt. Nachdem das Einzugsgebiet der Sperre 12.5 km^2 Grösse aufweist, kann die Höchstmenge des Hochwassers auf ungefähr 25.0 m^3 in der Sekunde eingeschätzt werden. Das Wasser strömt unter einer Druckhöhe von 95 cm in den Abfallschacht, sodass der Wasserspiegel auch bei Hochwasser noch immer etwa 1.55 m unter der Dammkrone zu liegen kommt. Die Gesamtdruckhöhe, unter welcher das Wasser in diesem Falle durch den Betondurchlass strömt, beträgt demnach 3.95 m , und ist reichlich genügend um $25 \text{ m}^3/\text{Sek}$ Wasser durch den Querschnitt von 6.2 m^2 mit einer Mittengeschwindigkeit von $4.0 \text{ m}/\text{Sek}$ durchzudrücken. Diese verhältnismässig hohe Geschwindigkeit kann für den konkreten Fall zugestanden werden, weil das Hochwasser in 1—2 Stunden abläuft, grobes Geschiebe nicht in den Kanal eindringen kann und die Wände des letzteren ausserdem mit Zementmörtel guter Qualität geglättet sind. Der Quellbrunnen erhielt einen lichten Durchmesser von 5.0 m ; diese reichliche Bemessung hat zur Folge, dass das aus demselben hervorströmende Wasser nur auf eine minimale Höhe emporquillt. Auch wurde die Sohle des um den Quellbrunnen angeordneten Beruhigungsbeckens durch eine Steinschichtung und Pflasterung entsprechend befestigt.

Der Grundablass.

Das Ablassrohr hat einen kreisförmigen Querschnitt von 45 cm lichter Weite und führt unter dem Schieberturm in den Abfallschacht. Die abzulassende Wassermenge kann im Wege der im Schieberturm befindlichen Wasserschieber nach Belieben geregelt werden.

Die Wasserentnahme.

Der Wasserbedarf des Kraftwerkes beträgt durchschnittlich 6 , maximal 10 Liter in der Sekunde. Zur Entnahme und Weiterbeförderung dieser Wassermenge dient folgende Einrichtung. Aus der Wand des Schieberturmes führt ein Gusseisenrohr von 125 mm lichter Weite, welches im Turme mittels eines Wasserschiebers abgesperrt werden kann, durch den Abfallschacht in den Rohrdurchlass; in diesem verlegt und an die Wandung desselben befestigt, durchquert es mit dem Durchlassrohr zusammen den Damm, tritt

auf der Luftseite aus dem Durchlassrohr heraus und führt unterirdisch zu einer Filtervorrichtung. Das filtrierte Wasser wird in einem Schacht gesammelt und mittels einer Pumpenanlage und einer Druckleitung zum Kraftwerk hinaufbefördert.

Bodenuntersuchung.

Die Bestimmung des geeigneten Materials für die Abdichtung der Sperre erfolgte durch Untersuchungen im Laboratorium, welchen die, teils in der nächsten Umgebung des Dammes vorkommenden, teils aus entfernteren Gegenden stammenden Bodenmaterialien unterworfen wurden.*

Die Prüfungen erstreckten sich auf folgende physikalische Eigenschaften der Materialien, wie: Kornzusammensetzung, Porenvolumen, Raum- (Liter) Gewicht, spezifisches Gewicht und Durchlässigkeit.

Es handelte sich um folgende Materialien:

1. — Sand aus dem sogenannten Csernik-Bain im Zagyatale, Zeichen « Z »;
2. — Lehm aus der Gegend des Palatin-Stollens in Salgôtarjân, Zeichen « S »;
3. — Lehm aus dem Weichbilde der Stadt Salgôtarjân, Zeichen « A » und
4. — sandiger Lehm aus Inaszô « J ».

Sand « Z ».

Der Wassergehalt dieses Sandes betrug im erdfeuchten Zustande, in Prozenten des Vollgewichtes ausgedrückt, 13 %, dieser Prozentsatz fiel aber bis zum Beginn der Versuche auf 2 %. Im natürlichen, erdfeuchten Zustande, kräftig gestampft, ergab sich das luftgefüllte Porenvolumen, in Prozenten des vollen Volumens gemessen, mit 19 %; an der Luft getrocknet und kräftig eingerüttelt, mit 39.7 %. Das Raum- (Liter) Gewicht war, locker eingeschüttelt, 990 g. Wenn der Lehm in einer mit Wasser gefüllten Glasmesur kräftig geschüttelt wurde und sich dann durch 24 Stunden absetzen konnte, bildeten sich Schlammrückstände, welche nass 10.5 % des Volumens, trocken nach Gewicht 5 % betragen. Es handelt sich

* Die Untersuchungen wurden bei beiden Dämmen durch den königl. Baurat *Hugo Lampl* vollzogen.

kurzum um einen Quarzsand aus hauptsächlich nicht scharfkantigen Körnern gleichmässiger Grösse von ungefähr 0.7 mm, welcher mit Salzsäure übergossen schwach aufbraust.

Lehm « S ».

Diese magere Lehmart bildet im erdfeuchten Zustande eine bläulichgraue, schwer knetbare, viel groben Sand enthaltende Masse mit unglattem Schnitt. Zur glatten Kugel geknetet und unter Wasser gesetzt, zerfiel er unter Faltenbildung an der Oberfläche in 4—5 Minuten. Kräftig gerüttelt löste sich der Sand und lagerte sich rasch ab, während der blos als Bindemittel dienende Lehm in schwebendem Zustande verharrte. Wenn der getrocknete Lehm durch Schlämmen in Sand und eigentlichen Lehm getrennt und dann neuerdings getrocknet wurde, betrug der Sandinhalt etwa 30 — 35 % des vollen Gewichtes. Der ausgelöste Sand bestand aus scharfbrüchigen Quarzkörnern verschiedener Grösse. Getrocknet nahm der Lehm eine graue Färbung an; gebrannt ergab er eine rosenfarbige, schwer zerbrechbare Scherbe, welche im Wasser nicht mehr zerfiel; diese Erscheinung deutet dahin, dass das gewesene Bindemittel (der eigentliche Lehm) ein gut beschaffener, fetter Lehm sei.

Lehm « A ».

Diese Probe ergab in erdfeuchtem Zustande einen fetten, plastischen Lehm von gelber Färbung. Im Wasser zerfiel er nicht, zerfloss aber zu einer breiartigen Masse. Vor der Prüfung wurde die Masse getrocknet, zerstoßen und durch ein Sieb mit 2 mm Maschenweite getrieben. In der durchgeseihten Masse fanden sich von staubartigen Teilchen bis zu 2 mm grossen Körnern alle Korngrössen vor. Das Litergewicht des lose eingeschütteten Materials betrug 1004 g.

Sandiger Lehm « J ».

Die Korngrösse der grössten Teilchen betrug im Urzustande 6 mm. Der Sandgehalt ergab sich durch Ausschlämmen mit 57.5 % des vollen Gewichtes (1 Lehm : 1.37 Sand); der Schlammgehalt nach 24 stündigem Absetzen mit 15 % des vollen Volumens. Mit Salzsäure behandelt war kein Aufbrausen zu beobachten.

Das Prüfgerät und die Art und Weise der Durchführung der Versuche.

Das in Abb. 4 und 5 veranschaulichte und zum Vergleich der Wasserdurchlässigkeit der verschiedenen Materialien, sowie der in verschiedenen Verhältnissen gemischten Lehm- und Sandgemenge

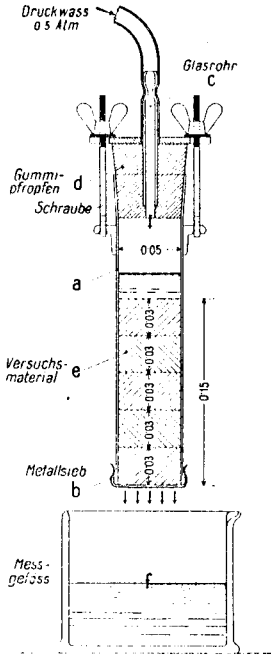


Abb. 4.

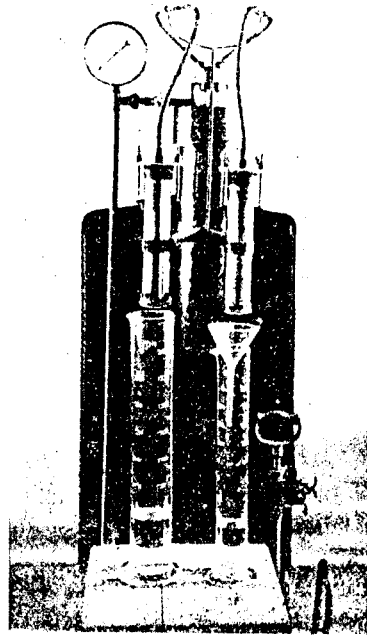


Abb. 5.

dienende Gerät bestand im wesentlichen aus einem hohlen Messingzylinder «a», mit einem lichten Durchmesser von 5.0 cm und einer Höhe von 25 cm, welcher an der Unterseite durch ein feines Drahtgewebe «b» abgeschlossen war.

Das zu untersuchende Material wurde in fünf über einander liegenden Schichten von je 3 cm Höhe in den Zylinder eingestampft. Das Einstampfen erfolgte nacheinander, indem jede Schichte mittels eines 220 g schweren Stämpfers gleichmässig durch je 10 Schläge verdichtet wurde. Auf diese Weise entstand eine insgesamt 15 cm hohe Schichte «e», deren Volumen 295 cm³ be-

brug. Nach erfolgtem Einbringen des Materials wurde dann das Prüfgefäss durch den Gummipfropfen « d » oben dicht abgeschlossen. Durch den Pfropfen ist das Glasrohr « e » geführt, durch welches auf die im Versuchsgefäss befindliche Masse ständig der Druck einer 5 m hohen Wassersäule lastete. Hierzu fand der bei Betonuntersuchungen gebräuchliche Apparat System Amster-Laffon Verwendung. Als Mass der Wasserdurchlässigkeit galt jene Wassermenge, welche während eines gewissen Zeitraumes durchsickerte und in dem unter dem Versuchszyylinder befindlichen Glasgefäss « f » aufgefangen wurde. Vor dem Versuche wurden die Materialien an der Luft vollständig getrocknet, da die bei den Versuchen gewünschte gleichmässige Mischung und Dosierung nur auf diese Weise sicher zu erzielen war; der vollständig trockene Lehm wurde dann zerstoßen und gesiebt; das hierbei verwendete Sieb hatte eine Maschenweite von 2 mm. Das so erhaltene Lehmmehl (sogeannter « vorbereiteter Lehm ») wurde nachher untersucht und dosiert. Im Interesse grösstmöglicher Genauigkeit beim Einhalten des Mischungsverhältnisses nach Raumteilen, erfolgte die Dosierung aus dem Lilergewicht errechnet nach Gewicht.

Untersuchung der Wasserdurchlässigkeit der verschiedenen Bodenarten (Mischungen).

Die Reihenversuche welche den Zweck zu befolgen hatten, festzustellen, in welchem Masse die Dichtigkeit des Sandes durch Beimischen von Lehm erhöht werden kann, wurden blos inbezug auf Lehm « A » durchgeführt; diese Versuche umfassten folgende 12 Reihen :

Reihe 1. In dieser wurde der natürliche Sand « Z » geprüft.

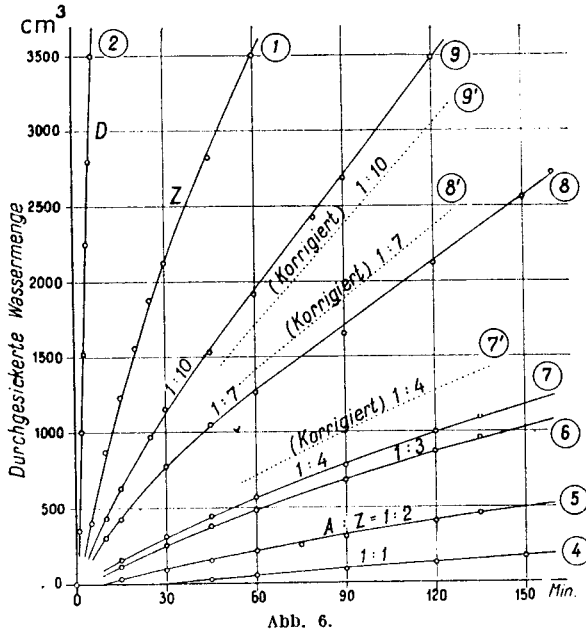
Reihe 2. In dieser wurde zwecks Vergleich ein der Donau entnommener, auf 2 mm Korngrösse durchsiebter, gewaschener Sand, Zeichen « D » untersucht.

Reihe 3. Hier wurde der reine Lehm « A » geprüft, und in

Reihen 4 — 9 wurden behufs Feststellung der höchsten Wasserdichtigkeit Versuche mit Gemengen aus Lehm « A » und Sand « Z » durchgeführt, wobei das Raumverhältnis der beiden Materialien aufeinanderfolgend 1:2, 1:2, 1:3, 1:4, 1:7 und 1:10 genommen wurde.

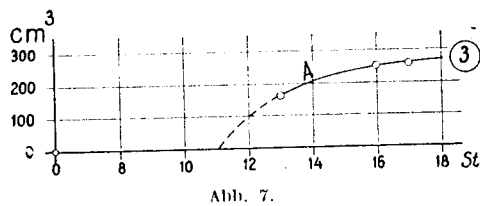
Reihe 10 diente zum Feststellen des Durchlässigkeitsgrades des natürlichen sandigen Lehms « J » und schliesslich

Reihen 11 und 12 zum Feststellen des Durchlässigkeitsgrades von Gemengen aus Lehm «A» und natürlichem sandigen Lehm «J» in den Raummischungsverhältnissen von 1:3 und 1:6 (1 Lehm : 0.73 Sand, bzw. 1 Lehm : 0.98 Sand).



Die Versuchsergebnisse der Reihen 1 — 9 sind in Abb. 6 und 7, diejenigen der Versuchsreihen 10, 11 und 12 in Abb. 8 diagrammässig veranschaulicht gemacht. Wir bemerken dazu, dass bei den Versuchen der sandige Lehm «J» aus Inaszô stets im natürlichen Zustande genommen wurde.

Vergleicht man nun die Werte der Versuchsergebnisse in Reihe 10 und 12 mit denen der Reihe 4 und setzt die in letzterer festgelegte Durchlässigkeitsziffer der Einheit gleich, so nimmt der rela-



five (auf diese Einheit bezogene) Durchlässigkeitsgrad, welcher in Reihe 10 ermittelt wurde, ungefähr den Wert 2.0, jener aus Reihe 12 den Wert 1.1 und schliesslich derjenige aus Reihe 11 den Wert 0.5 an.

Die an Ort und Stelle inbezug auf Lehm « A », bzw. auf diejenigen Gemische dieses Lehms mit dem sandigen Lehm « J » im Wege von « Probeaufschüttungen » vorgenommenen Versuche,

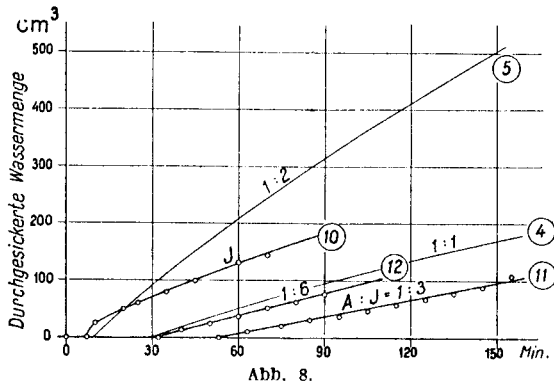


Abb. 8.

in welchen der Sandgehalt geringer war, als der im Gemische 1 A : 3 J vorkommende (also wie z. B. im Gemische 1 A : 2 J), führten zu keinem günstigen Resultate. Die in einem, von vertikalen Wänden umgebenen Raume, mit einer Grundfläche von 1.5×2.5 m Ausdehnung und 2.0 m Tiefe, unter Befeuchten und Stampfen erzeugte Versuchsaufschüttung wies nämlich beim Stampfen und Betreten derselben ein mehr oder minder plastisch federndes Verhalten auf, wie etwa eine mit einer dicken Lederdecke abgedeckte dichte Flüssigkeit. Bei dem Gemische 1 A : 3 J trat aber diese Erscheinung nicht mehr auf und nachdem dieses letztgenannte Material, wie die bezughabenden Laboratoriumsversuche ergaben, auch vom Gesichtspunkte der Wasserdichtigkeit vollkommen entsprach, so wählte man dieses als Baumaterial für die Dichtungsdecke.

Die auf die beschriebene Weise angewendete Methode der Bodenuntersuchung bildet das eigentlich Wesentliche in unserem Berichte und möchten wir noch hinzufügen, dass sich die Kosten dieser beiden, sich ergänzenden Untersuchungen auch in dem Falle noch verhältnismässig gering stellen, wenn dieselben im Laufe der Baues wiederholt werden müssten.

Um den Einfluss der bekannten und gebräuchlichen Behandlung

mit Kalkmilch zu beobachten, wurden auch in dieser Richtung Versuche angestellt; diese führten aber — wie das auch vorauszusehen war — nicht zu solchen Resultaten, dass man daraus positiv und brauchbare Schlüsse hätte ziehen können.

Nachdem an der Hand der obengeschilderten Versuche die durch die einzelnen Bodenarten und Gemenge durchsickernden Wassermengen, sowie die Zeitdauer des Sickerens bekannt waren, konnten mit Hilfe der Formel von Darcy die zugehörigen Durchlässigkeitskoeffizienten « k » errechnet werden; wir setzen:

$$Q = k F i, \text{ wobei } i = \frac{h+1}{l} \text{ das hydraulische}$$

Gefälle bedeutet;

$$Q = k F \frac{h+1}{l} \quad ; \quad \text{also ist}$$

$$k = \frac{Q}{F} \frac{l}{h+1}$$

Wird F in m², h in m, l in m, Q in Liter und die Zeit in Stunden ausgedrückt, so bedeutet k jene Wassermenge in Liter, welche durch 1 m² Querschnitt der 1 m starken Filterschichte bei einem Druck von 1 m WS in einer Stunde durchsickert.

Bei den Versuchen waren:

F = 19.6 cm² = 0.00196 m², l = 0.15 m, h = 5.0 m; infolgedessen ergibt sich

$$k = \frac{Q}{0.00196} \frac{0.15}{5.15} = 14.87 Q = \alpha Q,$$

wobei Q die in der Zeitdauer einer Stunde durchsickernde Wassermenge in Liter bedeutet.

In der Tabelle I sind die Durchlässigkeitskoeffizienten der verschiedenen Bodenarten und Gemenge, ferner der Gewichtsprozentatz des in denselben enthaltenen Lehms — im konkreten Falle richtiger gesagt, des aus kleineren als 0.05 mm grossen Körnern bestehenden und zum Abdichten geeigneten plastischen Stoffes — und des Sandes angegeben.

TABELLE I.

Versuchsreihe	Mischverhältnis			Q	α	k	
	Nach Qualität	nach Gewicht				J st.	l m ²
		Lehm	Sand				
		%					
1	Z	—	95.0	2.735	14.87	40.67	67.90
2	D	5.0	100.0	38.000	»	565.06	943.65
3	A	100.0	—	0.012	»	0.18	0.30
4	1 A : 1 Z	50.0	50.0	0.083	»	1.23	2.05
5	1 A : 2 Z	33.3	66.7	0.203	»	3.02	5.04
6	1 A : 3 Z	25.0	75.0	0.385	»	5.73	9.57
7	1 A : 4 Z	20.0	80.0	0.435	»	6.47	10.81
8	1 A : 7 Z	12.5	87.5	0.860	»	12.79	21.36
9	1 A : 10 Z	9.1	90.9	1.525	»	22.68	37.88
10	J	42.5	57.5	0.115	»	1.71	2.86
11	1 A : 3 J	56.9	43.1	0.063	»	0.94	1.57
12	1 A : 6 J	50.7	49.3	0.081	»	1.20	2.00

In Abb. 9 wurden die Gewichtsprozentätze der in den verschiedenen Bodenarten und Mischungen enthaltenen Sandmengen als Abzissen und die dazugehörigen Werte von «k» als Ordinaten aufgetragen. Wenn wir nun versuchen die Punkte «k» im Diagramme durch eine stetige Kurve zu verbinden, welche zur Ordinatenachse naturgemäss assymptotisch verlaufen und auch durch Punkt «Z» laufen muss, so finden wir, dass bis zu einem Sandgehalte von 75 % alle «k» Punkte genau und regelmässig in diese stetige Kurve fallen; während die zu den Gemischen 7 und 8 gehörigen «k» Punkte unterhalb der stetigen Kurve bleiben, der zum Gemische 9 gehörige «k» Wert aber über dieselbe zu liegen kommt. Um nun aber auch diese abweichenden «k»-Werte auf die augenscheinlich richtigverlaufende Kurve bringen zu können, bezw. die

Stetigkeit derselben zu bewahren, mussten die Ordinaten der fraglichen 3 Punkte richtiggestellt werden; dies geschah, indem die Ordinaten der zu den Gemischen 7 und 8 gehörigen «k» Punkte von 6,47, resp. 12,79 auf 8,2, resp. 14,20 erhöht, diejenige des zum Gemische 9 gehörigen «k» -Punktes von 22,60 auf 19,9 herabgesetzt wurden. Diesen Berichtigungen entsprechend mussten selbstredend in den Reihen 7,8 und 9 auch für Q neue, berichtigte Werte ein-

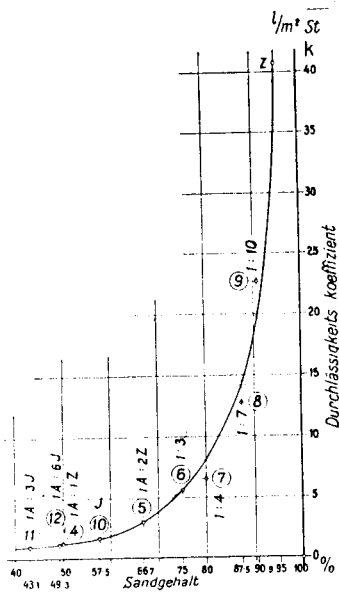


Abb. 9.

gesetzt werden, welche sich also der Reihe nach von 0,435, 0,860 und 1,525, auf 0,552, 0,956 und 1,388 änderten. Die bezüglichen Wertänderungen wurden in der die rohen Messergebnisse veranschaulichenden Abb. 6 eingeführt und stellen die gestrichelt eingezeichneten Kurven die berichtigten Kurven für die Reihen 7,8 und 9 dar. Die Abweichungen rühren davon her, dass beim Einbringen der Materialien in den Zylinder des Prüfgerätes das Einstampfen der verschiedenen Schichten von Hand aus erfolgte, welches Vorgehen nicht genügend gleichmässig durchführbar war.

Die Kenntnis der Durchlässigkeitskoeffizienten der Bodenarten und Mischungen ermöglichte auch die Durchführung gewisser theoretischer Berechnungen. So wurde z. B. rechnerisch 1.) diejenige

Wassermenge ermittelt, welche durch den Damm durchsickern würde, wenn derselbe ausschliesslich aus dem Sand «Z» erbaut worden wäre; 2.) diejenige Wassermenge bestimmt, welche zwischen dem Dammfusse, bezw. der Dichtungsdecke und dem Felsengrund durchsickern würde und 3.) diejenige Wassermenge festgestellt, welche durch die sandige Lehmedecke nach Versuchsreihe II von einem Mischungsverhältnisse von 1A : 3J durchsickert.

Auf alle drei Bestimmungen wurde die Formel von Darcy angewendet, laut welcher

$$Q = k F \frac{h}{l} \quad \text{ist.}$$

Zu 1./ Hier ist $k=40.6$ L/St pro m^2 , $h=6.0$ m, $F=5.0 \times 50.0=250$ m^2 , $l=36.0$ m.

$$Q=40.6 \times 250 \times \frac{3}{36}=1720 \text{ L/St, oder } =0.5 \text{ L/Sek.}$$

Zu 2./ $k=40.6$ L/St pro m^2 , $h=6.0$ m, $F=6.0 \times 70.0=420$ m^2 , $l=60$ m.

$$Q=40.6 \times 420 \times \frac{6}{60}=1710 \text{ L/St}=0.5 \text{ L/Sek.}$$

Addiert man die Ergebnisse unter 1.) und 2.), so erhält man $Q = 1$ L/Sek. Dies ist ein verhältnissmässig kleiner Wert, welcher aber trotzdem zu berücksichtigen ist, da das fortwährend durchsickernde Wasser den Sand übermässig durchnässt, die feineren Teile ausspült und dadurch einen Dambruch herbeiführen kann. Die Dichtungsdecke dient also eigentlich zum Verhindern der Durchfeuchtung des Dammes.

Zu 3./ $k=0.94$ L/St pro m^2 , $h=3.0$ m, $F=50.0 \times 5.0=250$ m^2 , $l=2.5$ m im Durchschnitt.

$$Q=0.94 \times 250 \times \frac{3.0}{2.5}=280 \text{ L/St}=0.1 \text{ L/Sek.}$$

Dies ist eine noch kleinere Wassermenge, welche man gleich Null setzen kann, wenn man berücksichtigt, dass die Dichtigkeit der Dichtungsdecke inzwischen noch zugenommen hat. Tatsächlich wurde seit der Errichtung des Dammes Sickerwasser auch in den geringsten Mengen nicht beobachtet.

2. DIE DAMMSPERRE BEI RECSK.

Ueber die Sperre im Allgemeinen.

Der Wasserbedarf des Erzbergwerkes Recsk beläuft sich auf täglich 500 m^3 . Diese Wassermenge versuchte man anfangs lediglich

damm als Stützkörper anlehnt. Letzt erwähnter Stützkörper wurde hauptsächlich aus dem Grunde aus Gestein errichtet, weil an Ort und Stelle viel Steinmaterial zur Verfügung stand.

Der Dammkörper.

Die grösste Dammhöhe beträgt über dem Talboden gemessen 6.0 m (Abb. 12). Die Krone des Dammes liegt in der Höhe von 192.0 m über dem Meeresspiegel; die Länge des Dammes ist 69.0 m; die Krone hat eine Breite von 4.5 m. Ueber letzterer erhebt sich

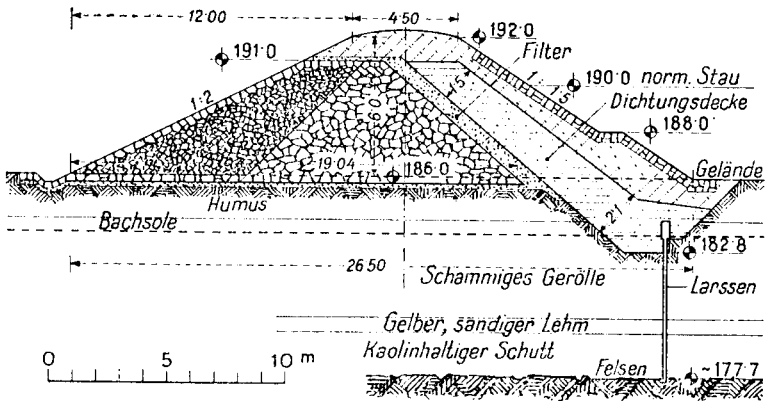


Abb. 12.

noch eine 30 cm hohe Wölbung. Wasserseitig besitzt der Erddamm eine Böschung im Neigungsverhältniss 1:1.5 und ist die Böschung in der Höhe von 188.0 m durch eine 1.0 m breite Berme unterbrochen. Auf der Luftseite hat die Böschung eine Neigung im Verhältniss 1:2.— Der normale Stauspiegel liegt in der Höhe von 190.0 m (also 2.0 unter dem Kronenniveau); dieses Niveau ist demjenigen der Tarnastollenmündung gleich.

Der Steindamm (Abb. 13), welcher das muldenartige Talbecken zwischen den beiden Ufern bis zu einem Niveau von 191.0 m absperrt, wurde mit ausserordentlicher Sorgfalt, von Hand aus, aus Bruchsteinen hergestellt. Die Kronenstärke desselben beträgt 0.80 m, die Böschung weist luftseitig eine Neigung 1:1, und wasserseitig eine solche von etwa 1:1.14 auf. Der Steindamm wurde luftseitig, in Entfernungen von je 8 m, zu seiner Längsachse senkrecht, durch kleinere Steindämme rippenartig verstärkt. Die zwischen diesen rippenartigen Körpern befindlichen Mulden wurden bis zur luft-

seitigen Böschungsebene der Dammsperre mit minderwertigem Grubenschutt ausgefüllt.

An der wasserseitigen Böschung wurden im Steindamme die grösseren Fugen mit kleineren Steinen ausgefüllt und die noch übrig gebliebenen feineren Zwischenräume mit Zementmörtel verschmiert. Die derart präparierte Steinböschung wurde dann mit

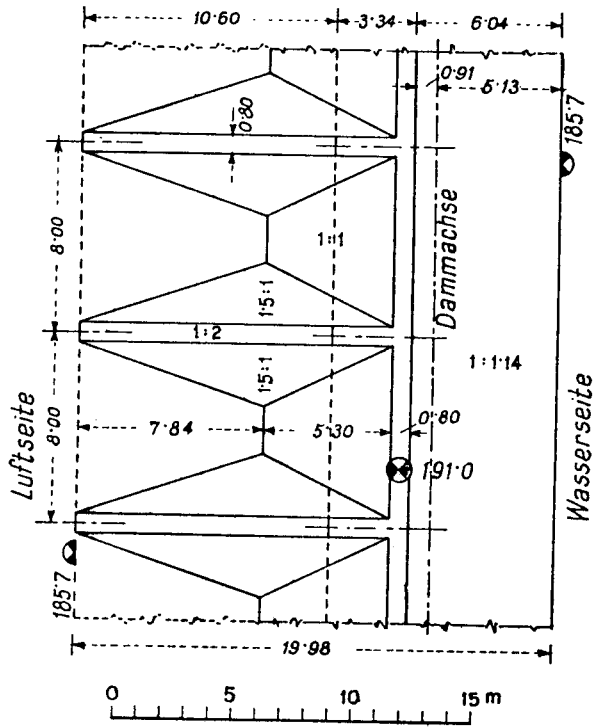


Abb. 13.

einem dreischichtigen, 60 cm starken Filter belegt, auf welcher sich die schon erwähnte Dichtungsdecke ausbreitet; diese umschliesst mit ihrem Fussende den Holm der Spundwand und ebenso die weiter unten besprochenen, an den Felswänden des Tales angeordneten Betonrippen. Diese, zur Abdichtung des oberhalb des Geländes befindlichen Teiles des Damms dienende Decke wurde in Schichten von je 15 — 20 cm Stärke aus einem im Bergreviere vorkommenden Lehm und einem eigens hinzugemengten Sand hergestellt, wobei Lehm und Sand vorher in einem bestimmten Verhältnisse sorg-

fällig vermengt, entsprechend befeuchtet und mittels 25 — 30 kg schwerer Stampfer verdichtet wurde. Die Dichtungsdecke wurde dann noch wasserseitig mit einer Erdschutzschichte belegt, deren Böschung im Verhältnisse von 1:1.5 abfällt und zum Schutze gegen Abspülung und Beschädigung durch Eis und Wellenschlag, sowie behufs Ballastbildung noch ein 40 cm starkes, in Zementmörtel gemauertes Bruchsteinpflaster erhielt.

Wie bereits erwähnt, wurde der unter dem Damme befindliche Untergrund zwischen der Talsohle und dem gewachsenen Felsboden in einer Länge von 34.0 durch eine Spundwand aus Larssen-Eisen abgesperrt. Die Oberkannte dieser Spundwand liegt um etwa 1.5 m tiefer, als die durchschnittliche Terrainhöhe. Oben wurde die Spundwand durch einen 0.85 m hohen und 0.30 m starken Betonholm gekrönt.

Die Spundwand, bezw. der Holm derselben, geht auf beiden Talseiten in eine je 0.30 m starke und 0.5 m hohe, auf den Felsboden fundierte Betonrippe über, welche an den Talabhängen bis zur Kote 191.0 hinaufreichen.

Der obere Teil des Dammes ist von Kote 191.0 m an bis zu Kote 192.0 m aus Erde hergestellt.

Ueberlauf.

Das Niederschlagsgebiet des Baches Bikk hat oberhalb des Staudammes eine Ausdehnung von etwa 34 km² und besteht teils aus waldigen, teils aus kahlem Gelände. Demzufolge kann die Hochwassermenge voraussichtlich die Höhe von 26 m³ pro Sekunde erreichen; doch haben wir in Anbetracht etwaiger katastrophaler Fälle mit einer Wassermenge von 40 m³ pro Sekunde gerechnet. Zur Ableitung dieser Hochwässer, sowie der nicht verbrauchten Wassermengen dient ein Ueberlaufkanal, welcher durch den linken Talhang führt und vom Staudamme ganz unabhängig ausgebildet ist. Dieser Kanal ist grösstenteils aus dem Felsen gesprengt; der kleinere Teil ist in hartem Lehm gegraben. Beim Ueberfallwehr gemessen ist der Kanal 15 m breit; die Kronenhöhe des Wehres beträgt 189.5 m ü. M. Höhe. Ueber dem festen Ueberfall sind Gleitschützen von je 5 m Breite angebracht, welche von Hand aus betätigt werden und eine Stauung von 0.5 m möglich machen, sodass der Wasserspiegel im Staubecken auf einem Niveau von 190.0 m gehalten werden kann. Der Kanal ist übrigens vom Ueberfall angefangen in einer Länge von 20 m trichterförmig ausgebildet.

Von hier an beträgt die Sohlenbreite, abermals in einer Länge von 20 m, 3.2 m. Im letzteren 20 m langen Kanalabschnitte ist das Gefälle das grösste und beträgt hier 10 %. Von da an vermindert sich dasselbe bis auf das Sohlenniveau des Baches Bikk. In diesen letzten Abschnitte des Kanales ist der Einbau einer energievernichtenden Vorrichtung geplant.

Grundablass.

Zum gänzlichen Ablassen des Wassers des Beckens behufs reinigen und teils zur Durchführung der Nutzwasserrohrleitung dient ein Rohrdurchlass aus Eisenbeton. Derselbe ist ebenfalls auf der linken Seite des Staudammes, bezw. am linken Talabhänge, auf dem Felsenboden errichtet. Diese Vorrichtung diente während des Baues der Talsperre gleichzeitig zum Ableiten der mittleren Wassermengen des Baches Bikk und erklärt dieser Umstand auch die beträchtlichen Abmessungen des Durchlasses. Seine Länge belaufte sich auf 32.5 m, die lichte Weite beträgt 1.5 m, die Wandstärke 0.15 m. Der Rohrdurchlass geht an der Luftseite in einen offenen Kanal über, welcher sich dort mit dem Uebertaukanal vereinigt. Am wasserseitigen Ende ist das Rohr mit einem Absperrschieber versehen, welcher von den eigens zu diesem Zwecke errichteten turmartigem Aufbau aus betätigt wird.

Wassereutnahme.

Das Betriebswasser, welches, wie eingangs erwähnt, täglich 500 m³ beträgt, gelangt aus dem Turmschachte durch eine gusseiserne Rohrleitung von 150 mm lichter Weite zur Pumpstation. Diese Rohrleitung ist unter dem Staudamme im obern Querschnittsteile des Rohrdurchlasses verlegt und kann mittels eines Rohrschiebers vom erwähnten Turme aus betätigt werden.

Bodenuntersuchung.

Behufs Bestimmung der zum Baue des Dammes und zum Abdichten desselben zweckentsprechendsten Materialien wurden die in der nächsten Umgebung desselben vorgefundenen Bodenarten eingehenden Laboratoriumsuntersuchungen unterworfen.

Es handelte sich um folgende Materialien:

- 1.) der aus dem Bette des Baches Bikk stammende und mit « H » bezeichnete Sand;
- 2.) der beim Baue des Verbindungstollens gewonnene, kaolin-haltige Lehm, Zeichen « K »;
- 3.) der unmittelbar oberhalb des Dammes ausgehobene Lehm mit der Bezeichnung « G ».

Bezüglich der einzelnen Materialien ist folgendes zu bemerken:

Sand « H ».

Die erdfeuchte Sandprobe hatte eine gelbe Färbung; der Griff war rau. Das spezifische Gewicht betrug 2.22; das Raumbgewicht (Litergewicht) des an der Luft getrockneten und locker geschüttelten Materiales 1207 g; das Porenvolumen der lufttrockenen und kräftig eingerüttelten Probe ergab sich im Versuchswege mit 38.3 %, aus dem Volumen und dem spezifischen Gewichte errechnet mit 45.6 %. In der Glasmensur mit Wasser gemischt und kräftig aufgerüttelt, fand sich nach 24 stündigen Liegen, nass, ein Schlammgehalt von 7 % des Volumens, trocken, nach Gewicht 2.5 % vor. Die Kornzusammensetzung wurde durch Sieben ermittelt. Von der untersuchten Probe hatten 6 % eine Korngrösse von 0.50 — 0.75 mm, 44 % eine solche von 0.25 — 0.50 mm und bei den übrigen 50 % des Materials war die Korngrösse unter 0.25 mm.

Lehm « K ».

Das aus dem Stollen stammende Lehm-Material war im trockenen Zustande stückig, hatte eine graubläuliche Färbung und war im hohen Masse mit grobem Sand vermengt. Im feuchten Zustande war dieser Lehm schwer knetbar und hatte einen nicht glatten Schnitt. Im trockenen Zustande in Wasser gelegt durchfeuchtet er sich schwer; doch kräftig aufgerüttelt löste sich der Sand aus der Probe und lagerte sich rasch ab. Der zurückbleibende reine Lehm verbleibt anfangs im schwebenden Zustande und lagert sich nur nach und nach ab. Eine Menge von 100 g des getrockneten Materiales wurde mittels Schlämmen in Sand und in — vom Standpunkte der Praxis aus betrachtet — im engeren Sinne genommenen Lehm getrennt. Auf diese Weise ergab sich, dass der Lehmgehalt, oder besser gesagt, jener Teil des Materials, welcher plastische Eigenschaften aufwies, dem Gewichte nach 44 % und der Sandgehalt

54 % der gesamten Masse ausmachte; ausserdem fanden sich im Gemenge noch etwa 2 % Alaun vor.

Der Sand bestand aus Steinschutt mit einer Korngrösse unter 5 mm und enthielt Pyritkrystalle. Von dem 54 % Sand hatten 29 % eine Korngrösse unter 1 mm und 25 % eine solche über 1 mm. Das Litergewicht des « vorbereiteten » Lehmcs betrug, locker geschüttet, 1169 g.

Der geschlämmte Lehm ist grauweiss, gut knetbar und der Schnitt glatt. Zur Kugel geknetet und unter Wasser gesetzt, fällt er in kurzer Zeit auseinander; vorher getrocknet und gebrannt nimmt die Scherbe eine blass rosa Färbung an und hat einen guten Klang.

Lehm « G ».

Die aus der unmittelbaren Nähe des Dammes herrührende Lehmprobe hat im erdfeuchten Zustande eine dunkel rotbraune Färbung, ist gut knetbar und glattschnittig. In diesem Zustande (wobei der Wassergehalt 21 % ausmacht), durchfeuchtet er sich im Wasser nur schwer. Getrocknet ist er sehr hart, hell ockerfarbig und schwer zerbröckelbar. Nach erfolgter Austrocknung zerfällt er im Wasser schnell. Die Schlämmanalyse ergab, dass die Masse fast ausschliesslich aus schluff- und tonfeinen Körnern bestand und der Sandgehalt sich bloss auf einige Promille belief. Das Litergewicht des « vorbereiteten » Materialcs betrug, locker geschüttet, 1072 g. Mit Wasser durchgearbeitet lässt es sich gut formen. Zum Kuchen geformt, getrocknet und gebrannt liefert er harte, dunkel gefärbte und gut klingende Scherben.

Das Prüfgerät und die Art und Weise der Durchführung der Untersuchungen.

Das Prüfgerät und der Vorgang waren dieselben, wie die bei den Untersuchungen bei der Salgötärjäner Sperre besprochenen. (Abb. 4 und 5).

Untersuchungen der Wasserdurchlässigkeit der einzelnen Materialien (Gemenge).

Die Bodenarten wurden in 7 Versuchsreihen geprüft und zwar: in Reihe 1 der Sand « H », in Reihe 2* der Lehm « K », in Reihe

* Reihe 2 wurde wiederholt, um die Verlässlichkeit des Prüfgerätes und die Gleichmässigkeit der Laboratoriumsarbeit zu überprüfen.

3 der Lehm « G » und schliesslich wurden in den Versuchsreihen 4, 5 und 6 Gemenge aus Lehm « G » und Sand « H » der Reihe nach in Mischverhältnissen von 1:1, 1:3 und 1:5 inbezug auf Wasserdurchlässigkeit geprüft.

In jeder Versuchsreihe wurde das Gewicht der im Prüfungsgerät befindlichen Masse samt dem Gefässe gewogen und zwar vor dem Versuche im trockenen und nach demselben im nassen Zustande. Dann wurde das Nettogewicht der Masse im trockenen Zustande und der Wassergehalt nach dem Versuche ermittelt. Bei den Versuchen mit Gemengen aus Lehm und Sand wurde das Gewicht dieser beiden Materialien von einander getrennt bestimmt. Auch die Zeiten wurden genau gemessen, sowie die Wassermengen, welche während dieser Zeiten durchsickerten und wurde besonders die Zeitdauer beobachtet, während welcher sich das durchsickernde Wasser zuerst zeigte.

Ebenso, wie bei den Salgótarjánier Arbeiten, wurden aus den Versuchsergebnissen die charakteristischen Koeffizienten der Wasserdurchlässigkeit der einzelnen Materialien und Gemenge errechnet.

Die gewonnenen Versuchsdaten und Beobachtungsergebnisse sind in der Tabelle II, bezw. in den Graphikons der Abb. 14 und 15 dargestellt.

TABELLE II.

Versuchsreihe	Mischverhältnis			Q	α	k	
	Nach Qualität	nach Gewicht				$\frac{1}{\text{St.}}$	$\frac{1}{\text{m}^2}$
		Lehm	Sand				
		%					
1	H	2.5	97.5	18.3	14.87	272.1	454.41
2	K	45.0	55.0	0.056	»	0.833	1.39
3	G	100.0	—	0.0081	»	0.120	2.00
4	1 G : 1 H	47.4	52.6	0.0271	»	0.403	0.67
5	1 G : 3 H	23.1	76.9	0.255	»	3.791	6.33
6	1 G : 5 H	14.9	85.1	0.937	»	13.933	23.27

Als Resultat der Versuche und Untersuchungen ergab sich, dass:
 a) Sand « H », vorausgesetzt, dass derselbe in gehöriger Menge zur Verfügung steht, sowohl zum Baue des eigentlichen Damm-

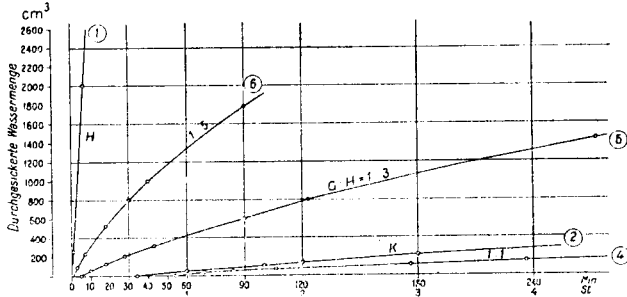


Abb. 14.

körpers (als Stützkörper), wie auch als Zusatz zum Lehm der Dichtungsschicht geeignet ist. Nach den Versuchsergebnissen lässt derselbe bei einem Ueberdruck von 0.5 Atm. stündlich 18.3 Liter Wasser durch.

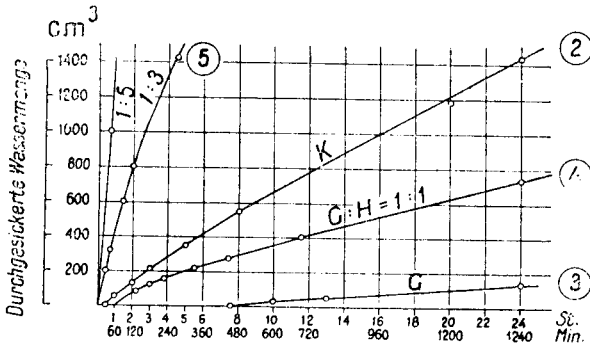


Abb. 15.

b) Lehm « K » ist vom Gesichtspunkte der Wasserdurchlässigkeit aus betrachtet, wie aus dem Graphikon ersichtlich, minderwertiger, als der aus Lehm « G » und Sand « H » im Mischverhältnisse von 1:1 hergestellte sandige Lehm. Diese Erscheinung erklärt sich aus der Zusammensetzung des betreffenden Lehms, da dieser Lehm, wie der unter « Lehm K » bekanntgegebene Versuch ergab, 54 % Sand enthielt. Unter einem ständigen Ueberdruck von 0.5 Atm. gingen 0.056 Liter Wasser pro Stunde durch. Der Lehm

war also weder als Baumaterial für den Damm, noch als solches für die Dichtungsdecke verwendbar; denn einerseits erschien es zweifelhaft, ob er infolge seiner stückigen Natur entsprechend verdichtet eingebaut werden kann, andererseits musste des Alaungehaltes wegen ein beträchtliches Auslaugen befürchtet werden.

c) Der aus der Dammnähe herrührende Lehm « G » erwies sich von Gesichtspunkte der Wasserdichtheit als ein sehr gutes Baumaterial (Unter einem Ueberdruck von 0.5 Atm. liess er stündlich nur 0.008 Liter Wasser durch). Als solches ist er für den Bau der plastischen Dichtungsdecke vorzüglich verwendbar. Nachdem aber dieses Material zu fett, das heisst, der reine Tongehalt zu gross war, verwendete man es nicht in seiner ursprünglichen Reinheit, sondern mischte Sand der Bezeichnung « H » hinzu. Die durchgeführten « Versuchsaufschüttungen » (Siehe vorher unter « Bodenuntersuchung » der Dammsperre bei Salgölarjân) und die Laboratoriumsversuche ergaben, dass das besprochene Lehmmaterial mit Sand im Verhältnisse von 1:1 gemischt das günstigste Material liefere. (Siehe Versuchsreihe 5).

Der Lehm wurde vor dem Mischen mit Sand, getrocknet und dann zu einer grobkörnigen Masse zerkleinert. Laut den Versuchsergebnissen liess das Gemenge aus Lehm und Sand im Verhältnisse von 1:1 gemischt, stündlich bloß 0.027 Liter Wasser durch.

Schlussbemerkung.

Hiermit sind wir eigentlich am Ende unseres Berichtes angelangt. Wir möchten aber noch betonen, dass unser Aufsatz lediglich den Zweck verfolgt, in bezug auf die Bodenmaterialien von Erdämmen mit geringeren Höhen Angaben zu liefern, welche bei der Annahme bestimmender physikalischer Kennzeichen gegebenen Falles in Betracht gezogen werden könnten. Sollten nämlich die Diskussionen zu dem Resultate führen, (was uns übrigens garnicht überraschen würde), dass in Hinsicht der Kennzeichen zwischen Dämmen mit geringen, mittleren und grossen Bauhöhen kein Unterschied besteht, so werden wir wissen, dass unser Bemühen für die gemeinsame Sache indirekt nicht ganz ohne Nutzen war. In diesem Falle bliebe es dann, in Anbetracht des heutigen Standes der Wissenschaft, eingehenderen und systematisch durchgeführten Untersuchungen vorbehalten (unsere Versuche stammen noch aus dem Jahre 1922) endgiltige Versuchsergebnisse zu erzielen, welche sich aber nicht nur auf das Verhalten der Bodenarten während der

« Versuchsaufschüttungen » und auf die Durchlässigkeit zu beschränken hätten, sondern sich auch auf die Zusammendrückarbeit, den Feuchtigkeitsgehalt, den Grad der Konsistenz, (Fließ- und Plastizitätsgrenze) und auf die eingehende Untersuchung der Kornzusammensetzung etc. erstrecken sollten. Solche Untersuchungen machen selbstverständlich ein speziell ausgerüstetes und bestens eingerichtetes Laboratorium nötig und erfordern dementsprechend auch viel höhere Unkosten. Wir glauben, dass bei der Diskussion über die Annahme der zu erforschenden Kennzeichen die Kostenfrage auf die Feststellung dieser, auf die Dammhöhe bezogenen Kennzeichen allenfalls von Einfluss sein wird.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Untersuchung beschäftigt sich mit zwei Erddämme geringer Höhe (6—8 m), die 1922 ausgeführt wurden. Der Bericht gibt eine kurze Beschreibung der Dämme, ihres Zweckes, ihrer Baustelle und ihrer Ausführung. Man hat mit Rücksicht darauf, dass der Körper beider Dämme aus durchlässigen Baustoffen hergestellt wurde, dieselben auf der Wasserseite durch eine wasserdichte Decke undurchlässig gemacht, deren Fortsetzung in dem durchlässigen Untergrunde eine Spundwandschürze bildet.

Der Verfasser teilt sodann die Proben und Versuche mit, deren Zweck es war, die günstigste Zusammensetzung der für die Dichtungsdecke zu verwendenden Baustoffe festzustellen. Hierbei gibt er zunächst einen Abriss der natürlichen Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden können : wie Ton, Sand, sandiger Ton. Dann behandelt er die Versuche, von denen er regelmässig zwei Arten durchführt. Der eine bezieht sich auf die Aufschüttung, der andere auf die Prüfung der Durchlässigkeit. Erst auf der Grundlage dieser beiden Versuche kann man entscheiden, ob die zur Herstellung der Dichtungsdecke verwendeten Stoffe allen Anforderungen entsprechen oder nicht. Tatsächlich zeigt der Aufschüttungsversuch lediglich die Grenze (Plastizität), von der an die untersuchten Stoffe für die Dichtungsdecke geeignet sind, ohne ihrer Fähigkeit des Durchlassens Rechnung zu tragen. Der andere Versuch erstreckt sich auf die Prüfung der Durchlässigkeit, der in dem ersten keine Rechnung getragen wurde.

Die an beiden Dämme innerhalb 10 Jahren erhaltenen, günstigen Ergebnisse scheinen die Richtigkeit der vom Verfasser beschriebenen Arbeitsweise zu bestätigen.

SUMMARY

The paper deals with two earth dams of low height (6—8 m) carried out in 1922. It gives a short description of the dams, their object, their site and their construction. Owing to the body of the two dams being constructed of permeable materials, endeavours were made to make them water-tight on the water side by means of a watertight facing, this facing being anchored in the permeable subsoil by means of a line of wooden piles.

The author then gives the trials and tests made for the purpose of discovering the best composition of materials for making the facing. To this end, he gives firstly, an idea of the physical qualities of the materials that could be used (clay, sand, sandy clay).

Then he deals with the tests, of which he always makes two kinds. One is the trial of the embankment, the other the examination of its permeability. It is only on the basis of the two tests made together that one can ascertain whether the materials used in the construction of the facing do or do not comply with the requirements demanded. In fact, the result of the embankment test only shows the limit (plasticity) up to which the materials (mixtures) examined are suitable for the facing without taking into account the permeability capacity. The other test covers the examination of the permeability capacity which has not been taken into account in the first test.

The favourable experiences secured for the two dams during a period of ten years appear to prove that the method described by the author is correct.

RESUME

L'étude s'occupe de deux barrages en terre de faible hauteur (6—8 m) exécutés en 1922. Elle donne une courte description des barrages de leur but, de leur emplacement et de leur construction. Comme le corps des deux barrages est construit en matière perméable, on a cherché à les rendre étanches du côté aval par un dispositif d'étanchéité, tablier euraciné dans le sous-sol perméable par une cloison en palplanches.

L'auteur expose ensuite les épreuves et les essais ayant pour but de déterminer la composition la plus favorable des matériaux à employer pour le tablier. Dans ce but, il donne, en premier lieu, un aperçu des qualités physiques des matériaux pouvant être employés (argile, sable, argile sablonneuse). Puis, il traite des essais dont il exécute régulièrement deux sortes : l'un est l'épreuve de remblai, l'autre l'examen de la perméabilité. Ce n'est que sur la base des deux essais exécutés conjointement que l'on peut déterminer si les matériaux employés pour la construction du tablier satisfont ou non aux exigences. En effet, le résultat de l'essai de remblai indique uniquement la limite (plasticité) à partir de laquelle les matériaux (mélanges) examinés sont convenables pour le tablier sans tenir compte de la capacité de perméabilité. L'autre épreuve s'étend à l'examen de la capacité de perméabilité dont on n'a pas tenu compte dans le premier essai.

Les résultats favorables obtenus pour les deux barrages pendant 10 années semblent vérifier que la méthode décrite par l'auteur est juste.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2a

RAPPORT GÉNÉRAL

Untersuchung der Eigenschaften von Böden hinsichtlich ihrer Eignung zur Herstellung von Erddämmen.

Von Dr. Ing. Karl TERZAGHI,

o. ö. Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

NACHFOLGENDE BERICHTE SIND EINGELAUFEN :

1) Mr. BINNIE (England). — In England wurden zahlreiche Erddämme mit einer Höhe bis zu 42 m gebaut und haben sich fast ausnahmslos sehr gut bewährt. Die meisten Dämme bestehen aus einem Tonkern mit einer Kronenbreite von etwa 1,8 m und mit einer Seitenneigung von 1 (waagrecht) auf 6 (lotrecht). Die Stützkörper bekommen bei einer Höhe des Dammes bis zu 30 m eine wasserseitige Böschung von 1 : 3 und eine landseitige von 1 : 2½. Ausnahmsweise hat man auch hohe Dämme zur Gänze aus fettem Ton hergestellt. (Als Beispiel wird ein Damm mit einer Höhe von 39 m erwähnt, der vor 50 Jahren gebaut wurde). Die Bodenuntersuchungen beschränkten sich auf die Bestimmung des Grobkorngehaltes (> 0,09 mm) und einige Routineversuche betr. die physikalischen Eigenschaften (Schrumpfung, Trockenfestigkeit, relative Durchlässigkeit etc.) des Kernmaterials.

2) Sektionsrat JOHANN DIETER (Ungarn). — Bei der Herstellung zweier kleiner Staudämme (Stauhöhe 5,2 bzw. 4,5 m) verwendete man für die Dichtungsschichte ein künstliches Gemenge von Lehm und Sand. Massgebend für die Wahl des Mischungsverhältnisses war die Durchlässigkeit des Gemenges und das Verhalten des Materials beim probeweisen Einstapfen in eine Kiste.

3) Dr. L. J. C. van Es (Holländisch Indien). — Die Erfahrung hat gezeigt, dass die mechanische Analyse keine brauchbaren Anhaltspunkte für die Beurteilung der Güte der dortigen Dammbaumaterialien liefert. Das verlässlichste Kriterium bestehe in der Grösse der Differenz zwischen der Atterbergschen Fliess- und Klebegrenze. Falls die Differenz zwischen Klebe- und Fliessgrenze positiv ist (vulkanische Böden von Java), bleiben auch hochkolloidale Tone in steiler Böschung stehen, während gröbkörnigere Böden mit negativer Differenz (normale Tonböden sedimentären Ursprungs) die Neigung haben, schon auf flacher Böschung abzufließen. Diese Feststellung wird durch drei Beispiele erläutert.

4.) Professor FELLENIUS und Ing. JOHANSSON (Schweden). — In Schweden wurden bisher nur wenige Erddämme gebaut. Dämme mit einer Höhe von weniger als 12 m hat man zur Gänze aus Geschiebelehm hergestellt. Höhere Dämme versieht man entweder mit einer wasserseitigen Dichtungsschichte oder mit einem dichten Kern. Die gebräuchlichsten Bodenuntersuchungen umfassen: Bestimmung des Wassergehaltes, relative Festigkeit (Konusprobe, Mass für die Kohäsion) und den Kapillaritätsversuch (Verfahren Boskow, Mass für die Frostgefährlichkeit und für die Stabilität). Die Durchlässigkeit wird vielfach durch einen Pumpversuch im Felde bestimmt. Als Beispiel dient eine vom Vattenbyggnadsbyran durchgeführte Eignungsprüfung des Dammbaumaterials für einen Erdcamm in Russland.

5.) Dr. FIEDLER. (Tschechoslovakei). — Die Bodenuntersuchungen zerfallen in drei Gruppen: Eignungsprüfung der Baumaterialien, Modellversuche und Kontrollbeobachtungen. Die Eignungsprüfung geschieht in Anlehnung an die im landwirtschaftlichen Versuchswesen gebräuchlichen Methoden und umfasst unter anderem: *Mechanische Analyse nach Kopecky, Bestimmung der Wasserkapazität, der Luftkapazität und eine rohe Beurteilung der chemischen Eigenschaften* (Kalkgehalt etc.). Als Beispiel für Modellversuche werden

Untersuchungen an den Resten des Dammes an der weissen Desse erwähnt.

6.) Mr. M. FRONTARD (Frankreich). Das Referat enthält einen Auszug aus einer in den « Comptes Rendus » veröffentlichten Abhandlung über die Stabilität von Böschungen und eine Reihe von Anregungen betr. die Prüfung von tonhaltigen Böden auf mathematisch-physikalischer Grundlage. Da die in Mittel- und Nordeuropa gebräuchlichen, auf der Annahme einer kreiszylinderförmigen Gleitfläche fussenden schwedischen Untersuchungsmethoden für die kritische Höhe Werte liefert, die bis zu 80 % grösser sind als die Frontard'schen, erscheint es notwendig zu entscheiden, welche von den beiden Methoden empfohlen werden soll. Die im Referat angeregten experimentellen Untersuchungen wurden bereits im Laufe der letzten Jahren grösstenteils durchgeführt.

7.) Mr. MOROKI OXO (Japan). — In Japan wurden in den letzten Jahrzehnten Erddämme mit einer Höhe bis zu 32,7 m ausgeführt. Sie bestehen nach englischem Muster aus einem undurchlässigen Tonkern mit beiderseitigem Stützkörper. Für den Kern wird rotgefärbter Ton vulkanischen Ursprungs bevorzugt, der ebenso wie die von L. J. C. van Es erwähnten vulkanischen Tone Java's durch ungewöhnlich hohe Plastizitäts- und Fliessgrenzen gekennzeichnet ist. Die Bodenuntersuchungen beschränken sich auf die mechanische Analyse, die Bestimmung der Normal-Konsistenz, der Zerfallsziffer und einiger anderer bodenphysikalischer Kennziffern mit Ausschluss der Reibungs- und Kohäsionswerte.

8.) Ing. GAUXER (Schweiz). — Das Referat enthält die Beschreibung der Einrichtung eines feldmässigen Laboratoriums zur Eignungsprüfung von Dammbaumaterialien auf der Baustelle. Die Apparaturen gestatten die Bestimmung der bautechnisch wichtigsten bodenphysikalischen Eigenschaften einschliesslich Reibungswert, Kohäsion, Verdichtungsfähigkeit und Durchlässigkeit, und kosten weniger als die Einrichtungen, die man auf einer modernen Baustelle für Betonprüfung vorsieht.

9.) Professor SEIFERT (Berlin). — Die in Deutschland hergestellten Erddämme haben eine Höhe bis zu 65 m und weisen in der Ausbildung des Querschnittes und in der Anordnung der Dichtungsschichte eine ausserordentliche Mannigfaltigkeit auf. Die beiden höchsten Dämme Deutschlands (Arnsberg 65 m und Söse

52 m) sind mit einer betonierten Kernmauer versehen. Die Dämme mittlerer Höhe bestehen vorwiegend aus einem dichtenden wasserseitigen und einem durchlässigeren landseitigen Abschnitt mit oder ohne Entwässerung des letzteren durch Drainagen. Die Untersuchungsmethoden (Eignungsprüfung, Kontrolle während des Baues und Ueberwachung des fertigen Bauwerkes) werden eingehend beschrieben. Die Eignungsprüfung erstreckt sich auf sämtliche bautechnisch wichtige Eigenschaften der Böden. In Zusammenhang mit der Eignungsprüfung wird eine einfache Beziehung erwähnt, die zwischen dem Reibungsbeiwert und dem Ergebnis der mechanischen Analyse bestehen soll. Für die Baukontrolle wird eine vereinfachte mechanische Analyse und eine Ueberprüfung des Verdichtungsgrades empfohlen. Die Gleichmässigkeit der Lagerung kann mit Hilfe des Hertwig'schen Schwingungsverfahrens überprüft werden. Zur Ueberwachung des fertigen Dammkörpers dienen Standrohre, Höhenfixpunkte und Grundpegel.

10.) Professor ŠMŤRČEK (Tschechoslovakei). — Die Untersuchungsmethoden werden an der Hand zweier Beispiele (Damm von Luhačovica 17,0 m und Damm von Plumlov 17,5 m) erörtert. In beiden Fällen besteht der dichtende Teil des Dammkörpers aus einem künstlichen Gemenge von Ton und Magerungsmittel. Die bodenphysikalischen Untersuchungen beschränkten sich auf die Bestimmung der Dichte des Bodens, der Neigung zur Bildung von Schrumpfrissen und einiger in der landwirtschaftlichen Bodenkunde gebräuchlicher Kennziffern.

11.) Professor TERZAGHI (Oesterreich). — In diesem Referat wird auf folgenden Umstand hingewiesen: Die aus stattgehabten Rutschungen nach der schwedischen Methode berechneten Reibungs- und Kohäsionswerte sind bei manchen Bodenarten wesentlich niedriger als die Ziffern, die man im Laboratorium für den Scherwiderstand der abgerutschten Bodenmassen bekommt. Da der Sicherheitsgrad der meisten Erddämme an sich schon sehr gering ist (Grössenordnung 1,5), empfiehlt es sich, diesem Umstand bei der Bemessung des Sicherheitsfaktors weitgehend zu berücksichtigen. Das Referat enthält ziffernmässige Angaben über die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Scherwerten und eine Aufzählung der Bodenkonstanten, deren Kenntnis bei dem heutigen Stand der Bodenmechanik zur Beurteilung der Eignung eines Dammbaumaterials notwendig ist.

12.) Ing. ISBASH (Sowjetrussland). Die Ausführungen des Verfassers fassen auf der Annahme, dass das Wasser erst dann durch ein poröses Material zu fließen beginnt, wenn das hydraulische Gefälle einen gewissen kritischen Wert überschreitet. Diese Annahme steht mit den bekannten Gesetzen der Hydraulik in Widerspruch. Infolgedessen könnten die Schlussfolgerungen nur dann erörtert werden, falls die Richtigkeit der grundlegenden Annahme durch die Ergebnisse einwandfreier, nach den Regeln der Experimentalphysik durchgeführter und eingehend beschriebener Versuche bewiesen wäre. Den im Referat angeführten Versuchsdaten fehlt die Beweiskraft.

13.) M. MALTERRE (Frankreich) berichtet, dass zwei Staudämme in den Pyrenäen (Damm von Oredon, erbaut 1870, 27 m Stauhöhe und Damm von Auberl, im Bau, 9 m Stauhöhe) aus einem durch Einspülung von Granitsand hergestellten Stützkörper und aus einer wasserseitigen betonierten Dichtungshaut bestehen. Das durch Haarrisse in der Dichtungshaut durchtretende Sickerwasser gelangt in eine zwischen dem Stützkörper und der Dichtungshaut angeordnete Drainage. Um aus diesen Mitteilungen allgemeinere Schlüsse ziehen zu können, wären folgende ergänzende Daten erforderlich: Eingehende Beschreibung der Art der Einbringung des Granitsandes, Ergebnis einer mechanischen Analyse dieses Sandes und Angaben über die geologische Vorgeschichte desselben (Verwitterungsprodukt auf primärer Lagerstätte oder sedimentäre Ablagerung).

ENTWICKLUNGSLINIEN.

Sämtliche Berichterstatter betonen die Notwendigkeit, die Eignung der Böden zur Herstellung von Erddämmen durch bodenphysikalische Untersuchungen festzustellen. Es wird auch vielfach hervorgehoben, dass die Kosten eines bodenphysikalischen an der Dammbaustelle zu errichtenden Laboratoriums wesentlich geringer sind als die Kosten der auf modernen Baustellen vorgesehenen Laboratorien für die Untersuchung des Betons. Ueber die Art der zur Eignungsprüfung nötigen Versuche gehen jedoch die Ansichten weit auseinander. Tab. I diene zur Orientierung über die einschlägigen Meinungsverschiedenheiten. Die in der Tabelle enthaltene Liste umfasst nicht weniger als 18 Kennziffern. Unter diesen Kennziffern befindet sich eine grosse Reihe von Daten, die wohl gar keine Beziehung zu den technisch wichtigen Eigenschaften der Materialien für den Bau

von Erddämmen haben dürfen. Auch die am weitesten verbreitete Untersuchungsmethode, die mechanische Analyse, wird nur von einem Teil der Berichterstatter als wesentlich betrachtet. Ebenso verschieden sind auch die Ansichten betreffend die Versuchstechnik, so dass es schwierig ist, die in den verschiedenen Ländern erzielten Versuchsergebnisse miteinander zu vergleichen. Als Beispiel diene die mechanische Analyse. Die obere Grenze der Korngröss der feinsten, bei der mechanischen Analyse abgeschiedenen Feinteilen liegt zwischen 0,09 mm (England) und 0,002 mm (Deutschland) und die Vorbereitung des Bodens für die Schlamm-Analyse wird in der verschiedensten Weise durchgeführt.

Der tiefgreifendste Unterschied liegt jedoch in der Einstellung der Berichterstatter zur Stabilitätsuntersuchung. Von 13 Berichterstattern hatten bloss 5 die zur Durchführung einer Stabilitätsuntersuchung erforderlichen Daten für wesentlich. Die anderen scheinen den Querschnitt der Erddämme durch Nachahmung gelungener Vorbilder mit ähnlichen Abmessungen zu entwerfen. Auch die Methode der Durchführung der Stabilitätsuntersuchungen ist keineswegs einheitlich. Bezeichnet man die für eine gegebene Bodenart und Böschungsneigung nach der Frontard'schen Methode bestimmte kritische Höhe (Höhe, bei welcher die Böschung eben noch stabil ist) mit h , so liefert das in Mittel- und Nordeuropa gebräuchliche Verfahren der Untersuchung auf Grund der Annahme kreiszylinderförmiger Gleitflächen Werte bis zu $1,8 h$. Falls die Frontard'sche Berechnungsmethode richtig wäre, so befänden sich die nach der schwedischen Methode berechneten Dämme infolge des niedrigen Wertes der Sicherheitsziffer hart an der Grenze des Gleichgewichtes.

Unter diesen Verhältnissen erscheint es dringend notwendig, die Vor- und Nachteile der verschiedenen Gepflogenheiten gegeneinander abzuwägen und auf diesem Weg die ersten Ansätze zu einer Normalisierung der Untersuchungsmethoden zu schaffen.

DISKUSSIONSVORSCHLÄEGE.

1. — Worin besteht der praktische Wert der mechanischen Analyse und bis zu welchem Feinheitsgrad soll die Zerteilung der zu untersuchenden Böden getrieben werden ?

2. — Welche praktischen Schlussfolgerungen von allgemeiner Gültigkeit kann man aus den verschiedenen, in Tab. 4 aufgezählten Kennziffern ziehen ?

3. — Nach welchen Versuchsverfahren sollen die zur Beurteilung der Böden erforderlichen Kennziffern ermittelt werden ?

4. — Auf welchem Weg man aus den im Laboratorium ermittelten Reibungs- und Kohäsionswerten der Dammbaustoffe auf die Stabilität des geplanten Bauwerkes schliessen und wie soll die mit den Schlüssen verbundene Unsicherheit berücksichtigt werden ?

5. — Wie lässt sich der Widerstand eines Dammkörpers gegen Durchspülung beurteilen ?

6. — Welchen praktischen Wert haben Modellversuche für Erd-dämme und in welcher Weise wären sie durchzuführen ?

7. — Durch welche Massnahmen könnte man die Ergebnisse der Eignungsuntersuchungen am fertigen Bauwerk nachprüfen ?

8. — Welche Bodenuntersuchungen sind erforderlich, um die Ursachen eines Dammbrechens, der nicht durch Ueberflutung der Krone herbeigeführt wurde, aufzudecken ?

TABELLE I.

Kennziffer	1. Binnie (England).	2. Dieter (Ungarn).	3. Van Es (Holl. Indien).	4. Fellenius (Schweden).	5. Fiedler (Czechoslow.).	6. Frontard (Frankreich).	7. Motoki Ono (Japan).	8. Gruner (Schweiz).	9. Seifert (Deutschland).	10. Smrcek (Czechoslow.).	11. Terzaghi (Oesterreich).	Summe.
I. — Grundwerte für die Stabilitäts- und Sickerberechnung.												
1.) Reibungs- und Kohäsionswert.	/	/	/	.	/	/	.	/	5
2.) Durchlässigkeitsbeiwert.	/	/	/	/	/	.	/	6
II. — Korngrösse und Lagerungsdichte.												
3.) Korngrösse (Mech. Analyse).	/	/	.	.	/	/	/	/	/	/	/	9
4.) Spez. Gew. Trockensubst.	/	.	/	/	/	.	/	5
5.) Wassergehalt.	/	.	.	/	/	/	.	/	5
6.) Verdichtbarkeit.	/	/	.	/	3
III. — Konsistenzwerte.												
7.) Atterberg'sche Grenzen..	.	.	/	.	.	.	/	.	/	.	/	4
8.) Schrumpfwerte	/	/	2
9.) Normalkonsistenz	/	.	.	/	2
10.) Zugfestigkeit der trockenen Probe	/	/	2
IV. — Sonstige Eigenschaften.												
11.) Kapillare Steighöhe	/	1
12.) Wasserkapazität	/	/	.	2
13.) Luftkapazität	/	/	.	2
14.) Hygroskopizität	/	.	.	1
15.) Zerfallsgeschwindigkeit	/	1
16.) Kalkgehalt u. chemische Eigenschaft	/	.	.	.	/	.	.	2
17.) Stampfbarkeit	/	1
18.) Trockenrissbildung	/	.	1

INVESTIGATION OF THE CHARACTERISTICS OF SOILS IN
RESPECT TO THEIR SUITABILITY FOR THE CONSTRUCTION
OF EARTH DAMS.

By **Dr. Ing. Karl TERZAGHI,**

o. oc. Prof. at the Technische Hochschule, Vienna.

The following reports have been received :

1. **Mr. BISSIE** (England). — In England numerous earth dams up to a height of 42 metres have been built and have almost without exception stood very well. Most of the dams consist of a clay core with a crest about 1,8 m. wide and with or slope of 1 (horizontal) to 6 (perpendicular). The supporting walls, with dams up to 30 metres in height, have a slope of 1 to 2 on the water side and 1 to 2½ on the exposed side. In exceptional cases high dams have been constructed entirely of fat clay. (As an example, a dam is mentioned, 39 m. high, which was built 30 years ago). The investigations were limited to determining the content in coarse granular material (greater than 0,09 mm.) and a few routine tests regarding the physical characteristics of the material of the core (shrinkage, its power of resistance in the dry state, relative permeability, etc.).

2. **SERKONSZAT JOHANN DIETER** (Hungary). — In the construction of two small earth dams (of retaining depths of 5,2 m. and 4,5 m. respectively) an artificial mixture of clay and sand was used for the waterproof layer. The permeability of the mixture and the behaviour of the material, when tested by ramming into a box, were taken as a guide to determine the proportions.

3. **DR. L. J. C. VAN ES** (Dutch East Indies). — Experience has shown that mechanical analysis provides no reliable criterion by which to estimate the value of the local materials for dam building. The most reliable criterion consists in the amount of difference between Atterbergs liquid limit and sticky limit. If the difference is positive (volcanic soil of Java), even highly colloidal clays stand up at a steep angle, whereas more coarse grained soils with a negative difference (normal clay soils of sedimentary origin) are inclined even at a flat angle to slide. This observations are illustrated by 3 examples.

4. Prof. FELLENIUS and Ing. JOHANSSON (Sweden). — In Sweden few earth dams have hitherto been built. Dams of a height of less than 12 metres have been constructed entirely of boulder clay. Higher dams are either provided with a waterproofing layer on the waterside or with impermeable core. The usual methods of testing the soil include : determination of the water-content, relative strength (cone test, measure of cohesion) and the capillarity test (Boskow method, measure of the risk of damage due to frost action and of the degree of stability). Permeability is often determined by pumping test in the field. Tests made by Vattenbyggnadsbyran on the material for building an earth dam in Russia are cited as an example.

5. Dr. FIEDLER (Czecho-Slovakia). — The investigations of the nature of the soil may be divided into three parts ; tests for the suitability of the materials for building the dam, tests with models and check control during construction. The tests for suitability of material follows the lines adopted in agricultural research and include among others : mechanical analysis according to Kopecky, determination of the capacity for absorption of water, air absorption capacity and approximation of the chemical characteristics (lime content etc). As an example of tests made on models, mention is made of research carried out on the remaining portions of the dam on the White Desse.

6. M. FRONTARD (France). — The statement contains an abstract of a paper published in the « Comptes Rendus » on the stability of slopes and a number of suggestions regarding the testing, on a mathematical-physical basis, of clayey earths. The methods adopted in Central and Northern Europe, are based on the assumption of sliding surfaces of cylindrical form and give values for the critical height up to 80 per cent in excess of these obtained by M. Frontard's methods. Hence it would appear to be necessary to decide which of the two methods is to be recommended. The experimental investigations proposed in the paper have mostly been carried out in the course of the last years.

7. M. MOROKI ONO (Japan). — In Japan, earth dams of a height up to 32,7 m. have been constructed during the last decades. They consist of an impermeable clay core with supporting structures on either side in accordance with English types. Preference is given to red clay of volcanic origin for building the core. This

clay, like the volcanic clays of Java mentioned by L. J. C. Van Es, is characterized by unusually high plastic and liquid limit. The examination of the soil is confined to a mechanical analysis, the determination of the standard consistency, of the coefficient of disintegration and of a few other physical characteristic factors except the coefficient of friction and cohesion.

8. Ing. GRÜNER (Switzerland). — The report contains a description of a field laboratory for testing the materials for dam construction in the field. The apparatus provided enables determinations to be made of the most important physical characteristics of the soil including the coefficient of friction, cohesion, compressibility and permeability, and costs less than the equipment used for testing cement on an up to date construction site.

9. Prof. SEIFERT (Berlin). — Earth dams constructed in Germany are up to 65 m. high, and show extraordinary variations in the design of the cross section and in the arrangement of the impermeable layer. The two highest dams in Germany (Arnsberg 65 m. and Söse 52 m.) are provided with a concreted core wall. Dams of medium height consist mostly of an impermeable section on the water side, and of a permeable section on the exposed side, with or without provision for draining the latter. Detailed description is given of the methods of investigation (test for suitability, check control during construction, and watching the behaviour of the completed structure). The tests for suitability cover the whole range of those characteristics of the soils, which are important from the constructional point of view. In connection with the tests for suitability, mention is made of a simple relationship which should exist between the coefficient of friction, and the result of the mechanical analysis. For control during construction, a simplified mechanical analysis and a check of the degree of compressibility are recommended. Uniformity of the supporting stratum can be checked by Hertwigs vibration method. For observing the finished dam water level standpipes, bench marks and depth gages are employed.

10. Prof. SMRČEK (Czecho Slovakia). — The methods of investigation are explained by two examples (the Luhacovica Dam 17 m. and the Plumlov Dam 17.5 m.). In both cases, the impermeable portion of the body of the dam consists of an artificial mixture of clay with a filler of sandy material. The physical tests are limited to a determination of the density of the soil, of the tendency to form

shrinkage cracks and to a number of coefficients commonly employed in the agricultural investigations of the soil.

11. Prof. TERZAGHI (Austria). — In this report, attention is to the following : In several cases slides have occurred on slopes which, according to theory, should have been amply stable. That means, in these cases, during the slide, the shearing resistance must have been very much smaller than the resistance determined by laboratory tests. Since the factor of safety of most earth dams is very small anyhow (of the order of 1.5), the aforementioned fact deserves serious consideration. The report contains data concerning known differences between the actual shearing resistance of soils and the shearing resistance determined in the laboratory, and a list of the soil-constants, which should be known in order to judge the suitability of a given material for dam construction in accordance with the present state of our knowledge of soil mechanics.

12. Ing. ISBASTI (Soviet Russia). — The writer bases his statements on the assumption, that water only begins to flow through a porous material when the hydraulic gradient exceeds a certain critical value. This assumption is contrary to the known laws of hydraulics. Hence, the conclusions arrived at could only be accepted, if the correctness of the fundamental assumption should be proved by the results of tests made in accordance with experimental physics and fully described. The data presented in the report are not conclusive.

13. M. MALTEBRE (France). — States that two earth dams in the Pyrenees (the dam at Oredon, 1870, depth of water 27 m. and the Aubert dam, under construction, depth of water 9 m.) consist of a supporting structure of granite sand deposited by pumping and an impermeable layer of concrete on the water side. The water which penetrates by seepage through hair cracks in the watertight layer, is led into a drainage system installed between the supporting body of the dam and the watertight layer. In order to draw conclusions of a general nature from these communications, the following supplementary data would be required : detailed description of the method of placing the granite sand, results of a mechanical analysis of this sand, and information regarding the geological origin of same (whether the sand is a product of the weathering of rock in situ, or whether it is a sedimentary deposit).

LINES OF DEVELOPMENT.

All reporters emphasise the necessity to determine the suitability of the soils for the construction of earth dams by means of physical examination of the soil. Further it is pointed out by several of the authors, that the cost of a laboratory erected on the dam site is materially less than that of the equipment for testing cement and concrete at the sites of modern structures. But as regards the type of tests necessary for ascertaining the suitability of the soil, opinions differ widely. Table 1 will serve to illustrate the differences of opinion in this respect. The list shown in the table comprises no less than 18 soil-characteristics. Among these index number are to be found numerous data, which could hardly have any relationship to the technically important qualities of the materials for the construction of earth dams. Not even the most generally adopted method of investigation, the mechanical analysis, is considered necessary by all the reporters. Opinions are just as varied in respect to the methods of carrying out the tests, so that it is difficult to compare the results obtained in different countries with one another. The mechanical analysis may be cited as an example. The low limit of the size of the finest particles separated out by the mechanical analysis lies between 0.09 mm. (England) and 0.002 mm. (Germany) and the preparation of the material for the analysis is carried out in totally different ways.

The most serious difference, however, in the attitude resides of the reporters regarding the investigation for stability. Out of 13 reporters, only 5 consider the necessary data for carrying out an investigation of stability, as being really essential. The others appear to design the cross section of earth dams by copying successful examples of similar dimensions. Nor is the method of carrying out the investigations for stability by any means uniform. If we call «h» the critical height (that is the maximum height at which a slope is still stable) as calculated by the method of Frontard, then the method practised in middle and northern Europe based on the assumption of a cylindrical sliding surface gives us values up to 1.8 h. Supposing then that the Frontard method were correct, the dams calculated by the Swedish method would as a result of an excessively low factor safety be close to the limit of equilibrium.

Under these circumstances, it appears to be urgently necessary to weigh up the pros and cons of the different methods employed, and in this way to make a start on the standardisation of the methods of investigation.

TOPICS FOR DISCUSSION.

1. — What is the practical value of the mechanical analysis and up to what degree of fineness should the sub-division of the soils under investigation be carried ?
2. — What practical conclusion of general application can be drawn from the different characteristics set out in Table 1 ?
3. — According to which method of investigation are we to arrive at the characteristics necessary for forming an opinion of the suitability of the soil ?
4. — In which way can we judge the stability of a proposed structure from the frictional and cohesion coefficient of the construction material as ascertained in the laboratory, and in what way are we to make allowance for the uncertainties associated with the conclusions arrived at ?
5. — How can the resistance against « piping » be estimated ?
6. — What is the practical value of tests on models for earth dams and in what way should they be carried out ?
7. — By what means could one verify the results of the investigations for suitability of the materials by experiments carried out on the completed structure ?
8. — Which investigations are necessary in order to determine the cause of the failure of a dam, which was not caused by insufficient spillway-capacity ?

TABLE 1.

Characteristics.	1. Binie (England).	2. Bieder (Hungary).	3. Van Es (Dutch Indies).	4. Fellinius (Sweden).	5. Fiedler (Czechosl.).	6. Fromard (France).	7. Motoki ono (Japan).	8. Gruner (Switzerland).	9. Seffert (Germany).	10. Sturcek (Czechosl.).	11. Terzaghi (Austria).	Total.
I. — Basic values for calculation of stability and seepage.												
1.) Coefficient of Friction and Cohesion	/	.	/	.	/	/	.	/	5
2.) Coefficient of Permeability	/	/	.	.	/	.	.	/	/	.	/	6
II. — Grain-size and Density.												
3.) Grain-size (Mech. analysis)	/	/	.	.	/	/	/	/	/	/	/	9
4.) Spec. Grav. of dry mat.	/	.	/	/	/	.	/	5
5.) Water content.	/	.	.	/	/	/	.	/	5
6.) Compressibility	/	/	.	/	3
III. — Coefficients of Consistency.												
7.) Atterberg limits.	/	.	.	.	/	.	/	.	/	4
8.) Shrinkage values.	/	/	2
9.) Standard consistency	/	.	.	/	2
10.) Tensile strength of dry test bar.	/	/	2
IV. — Other Characteristics.												
11.) Capillary rise	/	1
12.) Absorption capacity, (water)	/	/	.	2
13.) Absorption capacity (air)	/	/	.	2
14.) Hygroscopic coefft.	/	.	.	1
15.) Rate of crumbling.	/	1
16.) Lime content and chemical properties.	/	.	.	.	/	.	.	2
17.) Effect of compacting ..	.	/	1
18.) Formation of shrinkage cracks	/	.	1

METHODE DE RECHERCHES PERMETTANT DE RECONNAITRE
SI UN MATERIAU DONNE EST APTE A ETRE EMPLOYE
POUR LA CONSTRUCTION D'UN BARRAGE EN TERRE

Par M. le Dr. Ing. Karl TERZAGHI,

Professeur à l'École Supérieure Technique de Vienne (Autriche).

Les rapports suivants ont été examinés :

1. M. BINNIE (Angleterre). — En Angleterre, on a construit de nombreux barrages en terre jusqu'à 42 m. de hauteur ; ils se sont tous presque sans exception très bien comportés. La plupart de ces barrages se composent d'un noyau en argile, ayant au couronnement une largeur d'environ 1 m. 80 et une pente latérale de 1 (horizontale) sur 6 (verticale). Les masses d'appui comportent, pour une hauteur de barrage atteignant 30 m., une pente de 1 sur 3 du côté amont, et 1 sur 2 1/2 du côté aval. Exceptionnellement, on trouve aussi des barrages de grande hauteur faits en entier d'argile grasse (le rapport cite comme exemple un barrage de 39 m. de haut, qui a été construit il y a cinquante ans). Les recherches concernant le matériau se limitent à la détermination de la teneur en matériaux grossiers (grains supérieurs à 0,09 mm.) et à quelques essais courants concernant les propriétés physiques (retrait, résistance à la dessiccation, perméabilité relative, etc.) de la terre constituant le noyau.

2. M. J. DIETER (Hongrie). — Dans la construction de deux petites digues (hauteurs 5,2 m. et 4,5 m.) on a employé, pour la masse d'étanchéité, de l'argile et du sable rapportés. Pour déterminer la proportion du mélange on a étudié la perméabilité de la masse et examiné comment la terre en question se comportait, au moyen d'échantillons damés dans une caisse.

3. Dr L. J. C. VAN ES (Indes Néerlandaises). — L'expérience a montré que l'analyse mécanique ne donne aucune base utilisable pour l'appréciation de la qualité du matériau que l'on trouve sur place pour la construction des barrages. Le criterium le plus sûr serait la mesure de la différence entre la limite d'adhérence et la limite d'écoulement d'Atterberg ; lorsque cette différence est positive (terre

volcanique de Java), les argiles, même fortement colloïdales, se maintiennent sur une pente raide ; au contraire, les terres à gros grains, dont la différence ci-dessus est négative (terres argileuses normales sédimentaires), ont tendance à couler, même sur des pentes très douces. Le rapport fait ressortir ce procédé de détermination, au moyen de trois exemples.

4. Prof. FELLENIUS et Ing. SIMON JOHANSSON (Suède). — En Suède, on n'a construit, jusqu'à présent, que peu de barrages en terre. Ceux qui ne dépassent pas 12 m. de hauteur sont faits en totalité d'un mélange d'argile et de graviers. Pour les barrages plus élevés, on emploie ou bien une couche étanche du côté amont, ou bien un noyau intérieur imperméable. Les recherches les plus employées pour se rendre compte de la convenance des matériaux comprennent : la détermination de la teneur en eau, de la résistance relative (épreuve du cône, mesure de la cohésion) et essais de capillarité (procédé Boskow, mesure des risques de gelée et de stabilité). On a souvent déterminé sur place la perméabilité, au moyen d'un essai à la pompe. Le rapport cite comme exemple l'examen des matériaux employés à la construction d'un barrage en terre exécuté en Russie par la Société « Vattenbyggnadsbyran ».

5. Dr JULIUS FIEDLER (Tchécoslovaquie). — Les recherches, concernant les terres, se partagent en trois catégories : examen de convenance des matériaux, essais sur modèles, observations de vérification. L'examen de convenance s'exécute d'une manière analogue aux méthodes employées dans les essais agricoles et comprend, entre autres : analyse mécanique d'après Kopecky, détermination de la capacité d'absorption d'eau et d'air, évaluation approximative des propriétés chimiques (teneur en chaux, etc.). Le rapport cite comme exemples d'essais sur modèles les recherches exécutées sur les restes d'un barrage sur la Desse Blanche, qui s'est écroulé.

6. M. FRONTARD (France). — Le rapport contient un extrait d'une étude publiée dans les « Comptes rendus de l'Académie des Sciences » sur la stabilité des talus, et une série de suggestions concernant l'examen des terres argileuses, d'après des méthodes physico-mathématiques. Étant donné que les procédés de recherches suédois, très employés dans l'Europe septentrionale et l'Europe centrale, basés sur l'hypothèse d'une surface de glissement cylindrique, donnent pour la hauteur critique des valeurs différentes de celles indiquées par M. Frontard, cette différence atteignant jusqu'à 80 %, il paraît néces-

saire de décider laquelle des deux méthodes doit être recommandée. Les recherches expérimentales supprées dans le rapport ont déjà été exécutées en grande partie au cours de ces dernières années.

7. M. MOTOKI ONO (Japon). — Au Japon, dans les dix dernières années, on a construit des barrages en terre, dont le plus élevé atteint 32 m. 70. Comme les barrages anglais, ils se composent d'un noyau imperméable en argile, avec deux masses de soutènement de chaque côté. Pour les noyaux, on emploie de préférence de l'argile rouge d'origine volcanique. M. Van Es signale également l'argile volcanique de Java comme ayant des coefficients de plasticité et de limite d'écoulement extrêmement élevés. Les recherches concernant les terres sont limitées à l'analyse mécanique, et à la détermination de la consistance normale du coefficient d'effritement et de quelques autres coefficients concernant les propriétés physiques de la terre, à l'exception du coefficient de cohésion et de frottement.

8. Ing. GRUNER (Suisse). — Le rapport contient la description de l'organisation des laboratoires installés sur place pour examiner la convenance des matériaux envisagés pour la construction d'un barrage. Les appareils permettent de déterminer les propriétés physiques les plus importantes au point de vue de la technique de la construction, y compris le coefficient de frottement, la cohésion, la capacité d'élançement et la perméabilité ; ces appareils coûtent moins cher que les dispositifs prévus sur les chantiers modernes pour examiner le béton.

9. Prof. SEIFERT (Berlin). — Les barrages en terre construits en Allemagne atteignent jusqu'à 65 m. de hauteur ; ils présentent une extrême diversité dans la configuration de leur profil et dans la disposition des couches d'étanchéité. Les deux ouvrages les plus élevés (Arnsberg, 65 m., et Soese, 52 m.) sont pourvus d'une cloison intérieure en béton. La plupart des ouvrages de hauteur moyenne sont munis, du côté amont, d'une cloison étanche, et, du côté aval, d'une cloison perméable avec ou sans drainages. Les méthodes de recherches (examens de convenance, vérifications pendant la construction, et surveillance de l'ouvrage une fois construit) sont décrites en détail. L'examen de convenance s'applique à toutes les propriétés importantes de la terre au point de vue de la technique de la construction ; à propos de cet examen, le rapport cite une relation simple qui doit exister entre le coefficient de frottement et le résultat de l'analyse mécanique. Pour le contrôle de la construction, le rapport

recommande un procédé d'analyse mécanique simplifié et une vérification du degré d'étanchement. On peut, à l'aide du procédé d'oscillation Hertwig, vérifier l'uniformité de la sédimentation. Pour surveiller la manière dont se comporte l'ouvrage une fois terminé, on place des tubes verticaux, des points fixes de hauteur et des échelles de fond.

10. Prof. ŠMRČEK (Tchécoslovaquie). — Le rapport explique les modes de recherches au moyen de deux exemples (barrage de Luhačoviva, 17 m., et barrage de Plumlov, 17 m. 50). Dans les deux cas, le dispositif d'étanchéité du corps du barrage se compose d'argile et de terres maigres rapportées. Les recherches concernant les qualités physiques de la terre sont limitées à la détermination de l'étanchéité, de la tendance à la formation des fissures de retrait et de quelques coefficients employés dans l'étude des terres au point de vue agricole.

11. Prof. TERZAGHI (Autriche). — Ce rapport traite de la question suivante : les coefficients de cohésion et de frottement calculés, selon les méthodes suédoises, d'après les glissements constatés, sont notablement plus faibles pour quelques terres que les chiffres que l'on obtient aux laboratoires au sujet de la résistance au cisaillement des masses de terre qui ont glissé. Comme le degré de sécurité dans la plupart des barrages en terre est déjà très faible en lui-même (de l'ordre de 1,5) il est recommandé de leur compte de ce fait, dans la plus large mesure, dans l'évaluation du facteur de sécurité. Le rapport donne des indications numériques sur les écarts entre les coefficients de cisaillement mesurés et calculés, ainsi que l'énumération des constantes des terres : étant donné l'état actuel des connaissances sur la mécanique des terres, il est indispensable de connaître ces constantes pour juger sainement de la convenance d'une terre destinée à la construction d'un barrage.

12. Ing. ISBASH (U.R.S.S.). — Les explications de l'auteur reposent sur l'hypothèse suivante : l'eau ne commencerait à couler à travers un matériau poreux que lorsque la hauteur de chute dépasse une certaine valeur critique. Cette hypothèse est en contradiction avec les lois connues de l'hydraulique. Par conséquent, on ne pourrait discuter les conclusions de ce rapport que si l'exactitude de l'hypothèse de base était démontrée par les résultats d'essais irréprochables, exécutés d'après les règles de la physique expérimentale et, enfin, décrits dans le détail. Les données d'expériences, citées dans le rapport, manquent de preuves démonstratives.

13. M. MALTERRE (France). — Le rapport décrit deux barrages dans les Pyrénées (barrage d'Oredon, construit en 1878, de 27 m. de haut, et barrage d'Aubert, en construction, de 9 m. de hauteur). Ces deux barrages sont faits d'un remblai hydraulique de sable granitique et d'une carapace étanche en béton du côté amont. L'eau d'infiltration, qui traverse la cloison étanche par des fissures capillaires, est évacuée par un drainage disposé entre la carapace et la masse du barrage. Pour pouvoir tirer des conclusions générales de cette communication, il serait nécessaire de posséder les données complémentaires suivantes : description détaillée de la manière dont le sable granitique a été mis en place, résultats de l'analyse mécanique de ce sable, et indications sur son histoire géologique (est-elle le produit de décompositions atmosphériques des couches primaires, ou bien est-ce un dépôt sédimentaire ?).

Physionomie générale des rapports.

Tous les rapporteurs font ressortir la nécessité de déterminer la convenance de la terre à la construction des barrages, au moyen de recherches visant les propriétés physiques de la terre. Certains rapporteurs ont déclaré que les frais d'un laboratoire installé dans ce but sur le chantier même sont notablement inférieurs aux frais des laboratoires prévus dans les chantiers modernes pour l'examen du béton. Au sujet de la nature des essais concernant l'examen de convenance, les points de vue des rapporteurs diffèrent notablement : le tableau I, à la fin du présent rapport, est destiné à fixer les idées au point de vue de ces différences d'opinion. Ce tableau ne comprend pas moins de dix-huit coefficients : parmi ceux-ci se trouve un grand nombre de données qui n'ont aucun rapport avec les propriétés techniques des matériaux intéressant la construction des barrages en terre. La méthode de recherches la plus répandue, savoir l'analyse mécanique, n'a été considérée comme essentielle que par une partie des rapporteurs. Les points de vue au sujet de la technique des essais, sont également très différents, en sorte qu'il est difficile de comparer les uns aux autres les résultats des essais obtenus dans les divers pays. Voyons, par exemple, l'analyse mécanique : la limite supérieure de la grosseur du grain des particules les plus fines à séparer dans l'analyse mécanique se trouve comprise entre 0,09 mm. (Angleterre) et 0,002 mm. (Allemagne), et la préparation de la terre pour l'analyse des boues est exécutée de manières très différentes.

Cependant, la différence la plus importante se rencontre dans la position prise par les divers rapporteurs au sujet de la recherche de la stabilité. Sur les treize rapporteurs, il n'y en a que cinq qui considèrent comme essentielles les données nécessaires pour exécuter une épreuve de stabilité ; les autres semblent établir un projet par analogie avec les exemples de barrages en terre déjà existants et réussis, de dimensions analogues. La méthode d'exécution des recherches de stabilité est aussi très différente selon des rapports. Si l'on désigne par h la hauteur critique, pour une nature de terre et pour une pente de talus données (hauteur à laquelle le talus est encore stable), déterminée par la méthode de M. Frontard, les procédés de recherches, employés en Europe centrale et septentrionale et basés sur l'hypothèse de surface de glissement cylindrique, donneraient la valeur $1,8 h$. Si la méthode de calcul de M. Frontard était correcte, il en résulterait que les barrages, calculés d'après la méthode suédoise, se trouveraient bien près de la limite d'équilibre, en raison de la faible valeur de leur coefficient de sécurité.

Dans ces conditions, il paraît absolument indispensable de comparer les uns aux autres les avantages et les inconvénients des diverses habitudes prises et de poser, à ce propos, les premiers jalons d'une normalisation des méthodes d'essais.

Propositions de discussion.

1. En quoi consiste la valeur pratique de l'analyse mécanique et jusqu'à quel degré de finesse doit-on porter le morcellement des terres à étudier ?

2. Quelles conclusions pratique de valeur générale peut-on tirer des différents coefficients énumérés au tableau I ?

3. D'après quels procédés d'essais doit-on déterminer les coefficients nécessaires à l'appréciation d'une terre ?

4. De quelle manière peut-on tirer, des valeurs de cohésion et de frottement des matériaux des barrages, obtenues en laboratoire, des conclusions sur la stabilité du barrage projeté et comment doit-on tenir compte de l'incertitude que comportent ces conclusions ?

5. Comment peut-on apprécier la résistance d'un barrage à l'infiltration ?

6. Quelles valeurs pratiques ont, pour les barrages en terre, les

essais sur modèles réduits, et de quelle manière pourrait-on les exécuter ?

7. Par quelles mesures pourrait-on examiner, sur un barrage terminé, les résultats des recherches de convenance du matériau ?

8. Quelles sont les recherches de terres, nécessaires pour découvrir les causes de rupture d'un barrage qui n'a pas été inondé jusqu'au couronnement ?

TABLE 1.

Coefficient.	1. Binués (Angleterre).	2. Dieter (Hongrie).	3. Van Es (Indes Néerland.).	4. Fellenius (Suède).	5. Fiedler (Tchécoslovaquie).	6. Frontard (France).	7. Motoki Ono (Japon).	8. Gruner (Suisse).	9. Seifert (Allemagne).	10. Smrcek (Tchécoslovaquie).	11. Terzaghi (Autriche).	Total.
<i>I. — Valeurs fondamentales pour le calcul de la stabilité et de l'infiltration.</i>												
1.) Coefficient de frottement et de cohésion	/	.	/	.	/	/	.	/	5
2.) Coefficient de perméabilité	/	/	.	.	/	.	.	/	/	.	/	6
<i>II. — Grosseur des grains et densité.</i>												
3.) Grosseur des grains (analyse mécanique)	/	/	.	.	/	/	/	/	/	/	/	9
4.) Poids spécifique de la matière sèche	/	.	/	/	/	.	/	5
5.) Teneur en eau	/	.	.	/	/	/	.	/	5
6.) Degré de compressibilité	/	/	/	.	/	3
<i>III. — Coefficient de consistance.</i>												
7.) Limites d'Atterberg	/	.	.	.	/	.	/	.	/	4
8.) Valeur de retraite	/	/	.	/	.	.	2
9.) Consistance normale	/	.	.	/	2
10.) Résistance à la traction de l'échantillon sec	/	/	2
<i>IV. — Autres propriétés.</i>												
11.) Hauteur d'ascension capillaire	/	1
12.) Capacité de contenance en eau.	/	/	.	2
13.) Capacité de contenance en air.	/	/	.	2
14.) Degré hygroscopique	/	.	.	1
15.) Rapidité de morcellement.	/	1
16.) Teneur en chaux et propriétés chimiques	/	.	.	.	/	.	.	2
17.) Facilité de tassement ..	.	/	1
18.) Formation de fissures dans la matière sèche	/	.	1

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 46

HYDRAULIC-FILL DAMS

By GLENNON GILBOY, Sc. D.

*Associate Professor of Soil Mechanics
Massachusetts Institute of Technology.*

TABLE OF CONTENTS.

	Pages
<i>Introduction</i>	231
<i>Stability of the Shell</i>	234
<i>Consolidation of the Core</i>	239
<i>Seepage</i>	245
<i>Soil Tests</i>	249
<i>Investigations on the Germantown Dam</i>	251
<i>Selection of Material</i>	256
<i>Conclusion</i>	258
<i>Summary</i>	260
<i>Zusammenfassung</i>	262
<i>Résumé</i>	265

Ce rapport traitant de nombreux points du domaine de la question 2a, on en a reproduit ici la table des matières et le résumé; le rapport in extenso se trouve dans le volume IV (question 2b).

SUMMARY

The soil composing a hydraulic-fill dam is carried to the outer boundaries of the section by streams of water. The coarser constituents are deposited on the outside, forming a heavy shell which furnishes stability; the finer particles are carried into a central pool, in which they settle to form an impervious core.

The core is originally in a soft liquid state, therefore the shell must be strong enough to resist the bursting pressure of a heavy fluid. As time goes on, the excess water is gradually forced out of the core, so that it loses its fluid properties. This action is known as consolidation; and the rate at which it may be expected to proceed is a vital question. The amount of seepage through the core from the reservoir behind the dam is also an important problem.

In this paper an attempt is made to apply the methods of modern soil mechanics to the study of these effects. First, the stability of the shell is considered. The only forces available to resist the pressure of the liquid core are the weight of the shell and its internal shearing strength. If the obliquity of the resultant force on any surface through the shell is less than the angle of internal friction of the shell material, the structure should be stable. By taking various planes through the shell and considering the forces acting on each plane, the weakest zone can be found and the maximum obliquity of stress can be determined. The analysis can be made graphically, in very simple fashion.

On the other hand, the measurement of the actual shearing resistance of a given shell material is not such an easy matter. Some work along this line has been done, but the methods are still in a rather elementary state.

The next problem considered is the consolidation of the core. Detailed mathematical analyses are not given; but the results have been reduced to a form which can be readily applied. The section of the core, usually triangular, is approximated by a semi-ellipse. The ellipse is shown to be an intermediate case between a circle and a layer. Generalized theoretical curves are given for the circle and the layer, and a method of interpolating to find the general curve for a given ellipse is suggested. The general curve can be transformed into a particular curve showing the theoretical progress of consolidation with time for any given case by a simple

change of scale in one coordinate. In order to perform this transformation, it is necessary to know not only the dimensions of the core but also the consolidation characteristics of the material composing it. These characteristics can be determined only by direct tests upon samples of the material. The methods now available for performing these tests, while susceptible to considerable improvement, have been developed to a sufficient degree so that good results can be obtained.

The problem of seepage through the core involves two essential elements: first, the character of the flow as governed by the shape of the cross section; second, the amount of flow as determined by the permeability of the soil. The distribution of energy in the water flowing through a dam is of rather complicated nature; but an approximate solution has been worked out which enables the position of the line of saturation and the governing area and gradient to be estimated. The permeability of the soil can best be determined by direct measurement. Reference is made to those methods now in use which have been found satisfactory.

In order to check theory against actuality, a number of samples were removed from the core of a large hydraulic-fill dam in Ohio. The results of tests on the various physical characteristics of the material compared favorably with its observed behaviour during construction. The actual state of consolidation of the core at the time the samples were removed was determined by two independent methods. Consolidation tests on the samples furnished data for the construction of a theoretical consolidation curve. It was found that the theoretical and the actual values agreed remarkably well, thus furnishing some evidence of the usefulness of the methods employed.

The selection of proper materials for hydraulic-fill construction and the adoption of an adequate design depend to a preponderant degree upon thorough preliminary studies, involving the use of suitable tests on the physical properties of the soil. It is true that an exact solution is a practical impossibility, on account of the very nature of the problem; but the employment of proper methods of analysis should narrow the field of uncertainty to a point where good results can confidently be expected.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Bodenmaterial, aus dem ein hydraulisch gespülter Damm besteht, wird mit Hilfe fließenden Wassers an die Aussenseite des Querschnittes geführt. Die größeren Bestandteile lagern sich zuerst ab, und bilden kräftige, standfeste Schultern. Die feineren Bestandteile werden in einen Kerutümpel gespült, in dem sie sich ablagern und einen undurchlässigen Kern bilden.

Im Anfang formt der Kern eine halbflüssige Masse, weshalb die Schultern kräftig genug sein müssen, um den Seitendruck einer schweren Flüssigkeit zu widerstehen. Allmählich wird der überflüssige Teil des Wassers aus dem Kern herausgedrückt, so dass er die Eigenschaften einer Flüssigkeit verliert. Diesen Vorgang nennt man Verdichtung, und die Geschwindigkeit, mit der dieser Prozess vor sich geht, ist eine wichtige Frage. Der Wasserverlust aus dem Staubecken durch den Kern des Dammes ist auch von grosser Bedeutung.

In dieser Abhandlung wird ein Versuch gemacht, die Methoden der modernen Bodenmechanik auf der Studium dieser Vorgänge anzuwenden. Zuerst wird die Standfestigkeit der Schultern untersucht. Die einzigen Kräfte, die den vom Kern ausgeübten Flüssigkeitsdruck Widerstand leisten, sind das Gewicht der Schultern und ihre innere Scherfestigkeit. Solange die resultierende Kraft auf irgendeine Fläche durch die Schulter mit der Normale einen Winkel einschliesst, der kleiner ist als der Winkel der inneren Reibung des Schultermaterials, müsste der Damm standfest sein. Indem man verschiedene Flächen durch die Schulter annimmt, und die Kräfte untersucht, die auf jede Fläche wirken, kann man die schwächste Zone, mit dem ungünstigsten Neigungswinkel der Resultierende, finden. Diese Untersuchung kann man graphisch in sehr einfacher Weise ausführen. Andererseits ist die Bestimmung der tatsächlichen Scherfestigkeit des gegebenen Schultermaterials nicht so einfach. Forschungen sind auf diesem Gebiete ausgeführt worden, aber die Methoden sind noch im Entwicklungsstadium.

Die nächste Aufgabe die behandelt wird ist die Verdichtung des Kernes. Die mathematische Untersuchung wird nicht im Einzelnen dargestellt; aber die Ergebnisse sind in eine Form gebracht worden, in der sie ohne Schwierigkeiten angewendet werden können. Der in der Regel dreieckige Querschnitt des Kernes kann angenähert durch eine halbe Ellipse ersetzt werden. Der elliptische

Zylinder wird als ein Fall behandelt, der zwischen den Sonderfällen eines kreisförmigen Zylinders und einer Platte liegt. Allgemein gültige theoretische Kurven werden für den kreisförmigen Zylinder und die Platte angegeben, und es wird eine Methode zur Interpolation vorgeschlagen, um die allgemeine Kurve für einen gegebenen elliptischen Zylinder zu finden. Die Kurve, die den theoretischen Verlauf der Verdichtung mit der Zeit für einen bestimmten Fall angibt, kann aus der allgemeinen Kurve durch eine einfache Transformation des Zeitmassstabes abgeleitet werden. Um diese Transformation ausführen zu können, muss man nicht nur die Dimensionen des Kernes wissen, sondern auch die Verdichtungseigenschaften des Kernmaterials. Diese Eigenschaften können nur durch direkte Versuche an Materialproben bestimmt werden. Die derzeit uns zur Verfügung stehenden Prüfungsmethoden sind soweit entwickelt, um genügend verlässliche Ergebnisse zu liefern.

Das Problem des Durchflusses durch den Kern besteht aus zwei verschiedenen Aufgaben: erstens, der Einfluss der Form des Querschnittes auf die Art des Durchflusses; zweitens, der Einfluss der Durchlässigkeit des Bodens auf die Durchflussmengen. Der Druckhöhenverlust des durch einen Damm sickenden Wassers ist ziemlich kompliziert. Eine Näherungslösung wurde ausgearbeitet, welche es gestattet die Lage der obersten Fliesslinie und die kritische Ausflusshöhe zu berechnen. Die Durchlässigkeit des Bodens kann am besten durch direkte Messung bestimmt werden. Es wird auf jene heute gebräuchlichen Methoden hingewiesen, die sich bewährt haben.

Um die Theorie zu prüfen, wurden eine Anzahl Proben aus dem Kern eines grossen hydraulisch gespülten Dammes in Ohio entnommen. Die Ergebnisse der Untersuchungen der verschiedenen physikalischen Eigenschaften des Materiales stimmten mit den während des Baues beobachteten Erscheinungen sehr gut überein. Der tatsächliche Stand der Verdichtung des Kernes, zur Zeit als die Proben entnommen wurden, wurde mittels zwei unabhängiger Methoden bestimmt. Die Angaben, die zur Ermittlung der theoretischen Verdichtungskurve erforderlich sind, wurden mit Hilfe von Verdichtungsversuchen an den Proben abgeleitet. Die theoretischen und tatsächlichen Werte stimmen gut überein, und deuten somit auf die Brauchbarkeit der angewandten Methoden hin.

Die Auswahl von Materialien die zur Herstellung mittels der hydraulischen Spülmethode geeignet sind, und eine entsprechende Entwurfsdurchführung, erfordern vor allem gründliche Vorstudien,

die sich auf die Anwendung geeignete Methoden zur Bestimmung der physikalischen Eigenschaften des Bodenmaterials stützen. Eine exakte Lösung ist, wegen der Art des Problemcs, praktisch unmöglich; aber eine richtige Erkenntnis der physikalischen Vorgänge und deren möglichst genaue mathematische Fassung beschränken die bisher geherrschte Unsicherheit so weit, dass man den Ergebnissen vertrauen darf.

Abb. 1.

Querschnitt des Damms während des Baues. Bodenmaterial wird durch fließendes Wasser in Röhren oder Rinnen, F, transportiert. Grobe Bestandteile lagern sich aussen ab. Feines Material wird in den Kerntümpel, P, geschwimmt und bildet den undurchlässigen Kern.

Abb. 2.

Querschnitt des beendeten Damms. C, undurchlässiger Kern aus feinem Material; T, Übergangszone; S, äussere Schulter aus grobem Material.

Abb. 3.

Idealer Querschnitt eines Damms für Untersuchungszwecke. C, Kern; S, Schulter.

Abb. 4.

Graphische Standfestigkeitsuntersuchung der Schulter. P, Kerndruck; W, Gewicht der Schulter über der Ebene Q—Q; R, resultierende Kraft auf Q—Q, gegen die Normale auf Q—Q unter dem Winkel ψ geneigt. Kräftepolygon rechts gestattet graphische Bestimmung der Grösse.

Abb. 5.

Darstellung einer vollständigen Standfestigkeitsuntersuchung. Schwächste Ebene durch Schulter kräftig strichliert. Ungünstigster Neigungswinkel der Spannung ist aus dem Kräfteplan rechts zu ersehen.

Abb. 6.

Tatsächlicher Umriss des Damms durch gerade Linie ersetzt.

Abb. 7.

Dreieckiger Querschnitt des Kerns näherungsweise durch eine halbe Ellipse ersetzt. Geschwindigkeit der Verdichtung der Ellipse liegt zwischen einem Kreis, C, und einer Platte, L.

Abb. 8.

Allgemein gültige Verdichtungskurven für einen kreisförmigen Zylinder, C, und eine Platte, L.

Abb. 9.

Durchfluss durch einen Damm. Fliesslinien voll ausgezogen; Equipotentiallinien strichliert.

Abb. 10.

Bezeichnungen in der Ableitung der Durchflussgleichung.

Abb. 11.

Diagramm zur Bestimmung des Austrittspunktes der obersten Fliesslinie mit der Luftseite des Damms.

Abb. 12.

Querschnitt des Germantown-Damms.

Abb. 13.

Theoretische Zeit-Verdichtungskurve für den Germantown-Damm; t, Zeit in Jahren.

RESUME

Dans la construction d'un barrage par dépôt et ségrégation hydraulique, les matériaux sont amenés à la périphérie de la section projetée, au moyen de courants d'eau. Les constituants grossiers, d'une part, se déposent sur les bords, formant ainsi une carapace lourde, qui fournit la stabilité; les particules fines, d'autre part, sont entraînées jusque dans l'étang central, où elles se déposent et forment ainsi le noyau imperméable.

Au début, le noyau est dans un état plus ou moins liquide, et c'est pourquoi la carapace doit être suffisamment rigide pour résister à la pression de la masse fluide à l'intérieur. L'excès d'eau est graduellement chassé hors du noyau, de sorte que celui-ci perd ses propriétés de fluidité. Cette transformation est connue sous le nom de consolidation, et le degré de progression du phénomène est une question vitale. La quantité d'eau qui s'échappe du réservoir par filtration à travers le noyau est également un problème important.

Dans ce rapport nous avons tenté d'appliquer les méthodes modernes de la mécanique des terres à l'étude de ces effets. En premier lieu, nous avons considéré la stabilité de la carapace. Les seules forces en présence, pour résister à la pression du noyau liquide, sont le poids de la carapace et sa résistance à l'effort tranchant interne. Aussi longtemps que l'inclinaison de la résultante des forces sur une section quelconque, prise à travers la carapace, est plus petite que l'angle du frottement interne, la construction devrait être stable. En faisant plusieurs sections planes à travers la carapace et en considérant les forces agissant sur ces sections, on peut trouver l'inclinaison maximum de la résultante. D'une part le problème peut être résolu graphiquement, d'une façon simple; mais d'autre part, mesurer la résistance à l'effort tranchant du matériau employé n'est pas une chose facile. Des travaux de recherche ont été entrepris dans ce domaine, mais les méthodes sont encore plutôt à l'état élémentaire.

Le nouveau problème à envisager est la consolidation du noyau. Les détails d'analyse mathématique ne sont pas donnés ici, mais les résultats ont été ramenés à une forme sous laquelle ils peuvent être aisément appliqués. La section du noyau, d'habitude triangulaire, a été remplacée par une demi-ellipse. Il est démontré que l'el-

lipse est un cas intermédiaire entre un cercle et une couche plate. Des courbes théoriques et générales ont été données pour le cas du cercle et le cas de la couche plate, et nous avons suggéré une méthode d'interpolation en vue d'obtenir une courbe générale pour le cas de l'ellipse. On peut transformer la courbe générale en une courbe pratique qui montre la progression de la consolidation en fonction du temps écoulé. Cela peut être fait pour n'importe quel cas par le simple changement de l'échelle d'une des coordonnées. Afin de faire cette transformation il est nécessaire de connaître, non seulement les dimensions du noyau, mais aussi les caractéristiques de consolidation du matériau qui le constitue. Ces caractéristiques ne peuvent être obtenues autrement que par des essais directs sur le matériau en question. Les méthodes d'essai, dont nous disposons actuellement, quoique étant encore susceptibles de perfectionnements considérables, ont cependant atteint un degré de développement suffisant pour donner de bons résultats.

Le problème de la filtration de l'eau à travers le noyau comporte deux éléments essentiels: en premier lieu, la nature du flux et la façon dont celui-ci est influencé par les dimensions de la section transversale; en second lieu, le débit en tant que fonction de la perméabilité du matériau. La distribution de l'énergie dans l'eau filtrant à travers un barrage est de nature plutôt compliquée; seulement nous avons pu obtenir une solution approchée qui nous donne le moyen d'évaluer la position et la pente de la ligne de saturation, ainsi que l'aire mouillée qu'elle délimite. La perméabilité du dépôt est le mieux déterminé par les méthodes de mesure directe. Nous avons renvoyé le lecteur aux méthodes qui sont actuellement employées et qui ont été trouvées satisfaisantes.

Afin de confirmer la théorie par la pratique, un certain nombre d'échantillons ont été prélevés sur un barrage construit par ségrégation hydraulique dans l'état d'Ohio. Les résultats des essais sur les caractéristiques du matériau reflétaient très bien les observations sur la façon dont celui-ci se comportait durant la construction. Le degré de consolidation du noyau au moment où les échantillons avaient été prélevés fut déterminé au moyen de deux méthodes indépendantes. Des essais de consolidation faits sur les échantillons fournissaient les données nécessaires à la construction d'une courbe théorique de consolidation. Nous trouvons que les valeurs théoriques et pratiques correspondaient d'une façon remarquable, et nous fournissaient ainsi une preuve de l'applicabilité des méthodes employées.

Le choix des matériaux qui conviennent pour la construction d'un barrage par la méthode de ségrégation hydraulique et l'adoption d'un projet adéquat dépendent primordialement d'une étude préliminaire et approfondie, comprenant de multiples essais sur les propriétés physiques des matériaux employés. Il est vrai que la nature elle-même du problème est la cause de ce qu'une solution exacte est pratiquement impossible; seulement l'emploi de méthodes propres d'analyse est à même de rapprocher les limites d'incertitude, à tel point que les résultats obtenus peuvent être acceptés en toute confiance.

Fig. 1.

Section transversale d'un barrage en construction. Le matériau est amené par un courant d'eau dans des conduites ou des canaux E. Les matériaux grossiers se déposent sur les bords. Les matériaux fins sont entraînés dans l'étang, P, afin d'y former le noyau imperméable.

Fig. 2.

Section transversale du barrage terminé. C, noyau imperméable de matériaux fins; T, zone de transition; S, carapace en matériaux grossiers.

Fig. 3.

Section transversale idéalisée, en vue d'une étude analytique. C, noyau; S, carapace.

Fig. 4.

Analyse graphique de la stabilité de la carapace. P, pression du noyau; W, poids de la portion de la carapace située au-dessus du plan Q—Q; S, résultante des forces agissant sur Q—Q, et formant un angle ψ avec la normale à Q—Q. Le diagramme des forces à droite rend possible la détermination graphique de ψ .

Fig. 5.

Illustration d'une analyse complète de stabilité. Le plan de moindre résistance est indiqué en gros traits interrompus. L'inclinaison maximum de l'effort est montrée sur le diagramme à droite.

Fig. 6.

Schéma actuel du barrage représenté en approximation par des lignes droites.

Fig. 7.

Section triangulaire du noyau représenté en approximation par une demi-ellipse. La vitesse de consolidation de l'ellipse est intermédiaire entre celle du cercle C et celle de la couche plate L.

Fig. 8.

Diagrammes généraux de consolidation pour un cylindre circulaire, C, et une couche plate, L.

Fig. 9.

Nature de la filtration à travers un barrage en terre. Les lignes de flux sont en trait continu, les lignes équipotentielles en traits interrompus.

Fig. 10.

Dimensions employées dans la dérivation de l'équation de filtration.

Fig. 11.

Diagramme pour la détermination du point d'intersection de la ligne de saturation et de la face aval du barrage.

Fig. 12.

Section transversale du barrage de Germantown.

Fig. 13.

Diagramme théorique de consolidation, en fonction du temps (en années), du barrage de Germantown.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

Compte Rendu in-extenso de la Discussion

Réunion Technique de Stockholm (30 Juin 1933)

Le Président : (M. BINNIE).

Gentlemen, it is proposed to take the papers as read. That is to say, they have all been circulated amongst you and it would be wasting time to read them now, so I propose to call upon Professor Terzaghi to open the discussion, and draw your attention to the points around which the discussion should center.

M. TERZAGHI :

Um eine Brücke sachgemäss zu entwerfen, müssen wir erstens die Eigenschaften des Materials kennen, aus dem die Brücke erbaut werden soll und zweitens müssen wir über Methoden verfügen, mit deren Hilfe die statische Berechnung des Bauwerkes vorgenommen werden kann.

An ähnliche Bedingungen ist auch der sachgemässe Entwurf eines Erddammes geknüpft. Wenn man nun den Inhalt der Berichte, welche über diesen Gegenstand eingelaufen sind, durchsieht, so erkennt man folgenden Sachverhalt : Viele von den Bodenkonstanten, die in den Berichten erwähnt werden, haben im Gegensatz zu den Festigkeitsziffern der Baustoffe für den Brückenbau entweder gar keine oder nur eine vermutete Beziehung zu der Stabilität des gepflanzten Bauwerkes und die verschiedenen Verfahren zur Berechnung der Stabilität liefern für identische Fälle Werte, die weit voneinander abweichen.

Als erster Gegenstand seien die Unklarheiten in den Verfahren zur Untersuchung der Sicherheit von Erddämmen gegen Abgleiten der Böschungen erörtert. Diese Verfahren werden im Nachfolgenden als das schwedische und das französische bezeichnet.

Das schwedische Verfahren fusst auf der empirischen Tatsache, dass die Gleitkurve für kohärente Böden mit roher Annäherung durch einen Kreisbogen ersetzt werden kann. In Fig. 1 bedeutet A C einen solchen Gleitkreis mit dem Halbmesser r. Nach diesem Gleitkreis sucht die zwischen der Böschung AB und dem Gleitkreis eingeschlossene Bodenmasse mit dem Schwerpunkt S und dem Gewicht G abzurutschen. Als Gegenkräfte treten die längs der Gleitfläche A C wirksamen Reibungen und Kohäsionskräfte mit dem Gesamtwert W auf. Bildet man das Moment sämtlicher auf das Erdsegment A B C wirkenden Kräfte um den Mittelpunkt O des Gleitkreises, so gilt

$$r \cdot W = n \cdot Q \cdot a ,$$

worin die unbenaunte Ziffer «n» die Sicherheit der Böschung gegen Gleitung zum Ausdruck bringt. Die Lage des Gleitkreises und die Länge seines Halbmessers ist nach dem schwedischen Verfahren durch die Bedingung festgelegt, dass der Wert n für diesen Kreis ein Minimum ist. Man ermittelt die Lage des Mittelpunktes O des Kreises auf indirektem Weg durch Probieren. Bestimmt man oben-drein ebenfalls durch Probieren die Höhe H der Böschung derart,

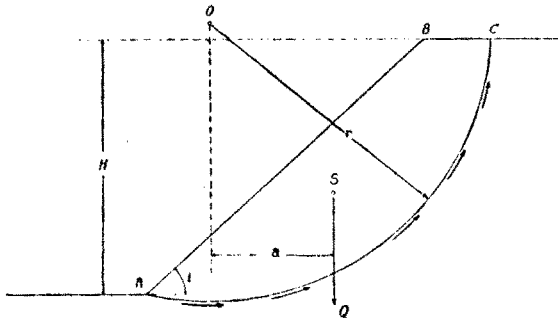


Fig. 1

dass n für den Gleitkreis gleich ist der Einheit, so gibt H die kritische Höhe der Böschung an, d.h. jene Höhe, bei welcher die Böschung eben noch standfest ist. Der Grundgedanke des schwedischen Verfahrens stammt von K.E.Petterson (1916). Professor W. Fellenius lieferte im Jahre 1927 eine übersichtliche Darstellung des Rechnungsganges nebst handlichen Tabellen.

Das französische, von Herrn Frontard ausgearbeitete Verfahren,

fußt auf den Rankine'schen Gleichungen des Spannungszustandes für einen unendlich ausgedehnten, durch eine unter dem Böschungswinkel i gegen die Waagrechte geneigte Ebene begrenzten Erdkörper. Durch diese Gleichungen ist für jeden Punkt des Erdkörpers die Richtung festgelegt, für welche die Gleitfaher ein Maximum ist. Herr Frontard löste die aus den Rankine'schen Grundgleichungen abgeleitete Differentialgleichung der Gleitkurve und kam auf diesem Wege zu dem Schluss, dass die Gleitkurve eine deformierte Zyклоide darstellt. Kurve A C₂, Fig. 2, zeigt den Verlauf dieser Zyклоide für

$$i = 26^{\circ} 34' (1:2)$$

$$\varphi = 8^{\circ}$$

$$c = 1.95 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{c} = 0.93 \text{ abgemindert}$$

$$\gamma = 1.72 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Frontard } H = 8.6 \text{ m}$$

$$\text{Fellenius } H' = 6.74 \text{ m mit abgeminderter Kohäsion}$$

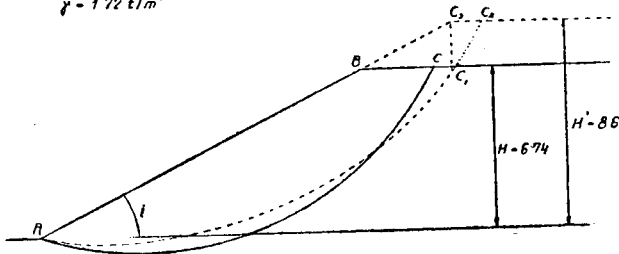
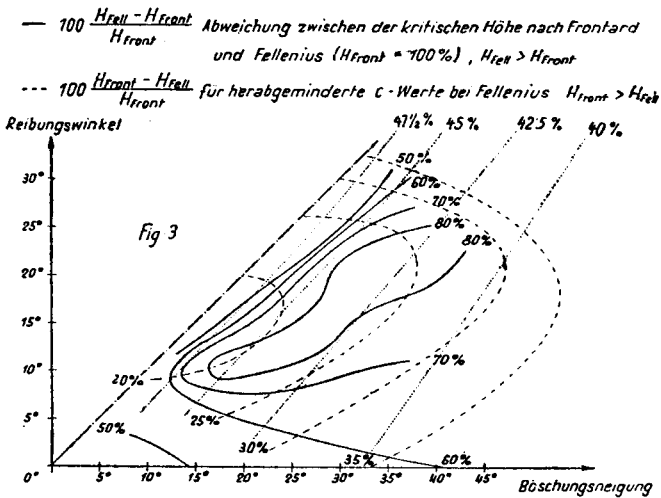


Fig. 2

einen Sonderfall. Von A bis C₂ steht die Gleitfläche unter Druck, während oberhalb des Punktes C₂ im Erdkörper eine Zugspannung herrscht. Die kritische Höhe ist nach Frontard durch den lotrechten Abstand H' zwischen den Punkten C₂ und A gegeben. C₂ ist der Punkt C₂ gelegten Lotrechten.

Gegen dieses Verfahren lassen sich folgende Bedenken vorbringen: Da im Punkt A die geneigte Böschung in eine waagrechte Fläche übergeht, ist A gewissermassen ein singulärer Punkt. In der Nachbarschaft dieses Punktes weicht der Spannungszustand notwendigerweise vom Rankine'schen, unterhalb einer unendlich ausgedehnten, geneigten Böschung herrschenden Spannungszustand ab. Infolgedessen muss auch der Verlauf der Gleitkurve in der Nachbarschaft von A vom theoretischen Verlauf abweichen. Ausserdem ist die grundlegende Bedingung, dass die zum Absturz drängenden Kräfte für den Grenzzustand des Gleichgewichtes, d.h. für eine Böschung mit der kritischen Höhe, den an der Gleitfläche wirksamen Widerstandskräften gleichkommen, nur unter einer bestimmten

Voraussetzung erfüllt. Diese Voraussetzung besteht darin, dass sich der Gleitwiderstand nach Eintritt der Gleitung um einen bestimmten, von der Neigung der Böschung und von den Widerstandsziffern des Bodenmaterials abhängigen Betrag vermindert. Auf diesen Umstand hat der Verfasser schon im Jahr 1920 aufmerksam gemacht. In Fig. 3 geben die den punktierten Kurven beigeetzten Ziffern die Grösse der Abminderung an, welche der Scherwiderstand des Bodens beim Einreissen erfahren muss, damit eine Bewegung längs der Frontard'schen Kurve überhaupt zustandekommen kann. Nach der Figur kann zum Beispiel die Gleitung einer Bodenmasse mit einem Winkel der inneren Reibung von 20° bei einer Böschungsneigung von 45° längs der Frontard'schen Kurve nur dann stattfinden, falls der Scherwiderstand des Bodens während der Gleitung um etwa 40 % kleiner ist, als er vor dem Beginn der Gleitung gewesen. Auf dieser stillschweigenden Voraussetzung fusst auch die Frontard'sche Formel für die kritische Höhe. Wenn nun in der Natur die Herabminderung, welche der Scherwiderstand des Bodens beim Eintritt der Gleitung erfährt, bloss 20 % anstatt 40 % beträgt, so verliert die Frontard'sche Formel ihre Gültigkeit. Das Gleiche gilt nach Fig. 3 für sämtliche



Fälle der Praxis, in denen der Schubwiderstand des Bodens beim Eintritt der Gleitung um weniger als 30 % abnimmt.

Dass die Gleitung eine Abminderung des Scherwiderstandes des Bodens bewirkt, ist aus Erfahrung bekannt. So hat zum Beispiel der «Whangpoo Conservancy Board» durch Belastungsversuche an

reinen Reibungspfählen folgende Tatsache festgestellt: Wenn man einen Reibungspfahl bis über die Grenze seiner Tragfähigkeit belastet, so dringt er mit grosser Geschwindigkeit in den Boden ein, kommt jedoch wieder zum Stehen, sobald die Berührungsfläche zwischen Pfahl und Boden infolge der Eindringung um etwa 25 % zugenommen hat. Der Untergrund bestand aus weichem Yangtse-Schlamm. Wir wissen also für diesen Sonderfall, dass der dynamische Gleitwiderstand um etwa 20 % kleiner war als der statische. Ähnliches dürfte wohl bei allen anderen kohärenten Böden der Fall sein. Der Grad der Herabminderung, den der Scherwiderstand beim Eintritt der Bewegung erfährt, hängt jedoch bloss von der Beschaffenheit des Bodens ab und es könnte nur als Zufall zu bezeichnen sein, wenn er mit der von der Frontard'schen Theorie geforderten Abminderung übereinstimmt. Ebenso wäre es ein blosser Zufall, wenn die während der Bewegung auftretenden Beschleunigungsdrücke gerade hinreichen würden, um den Fehlbetrag an treibenden Kräften heizustellen. Man hat infolgedessen bei der Beurteilung der Frontard'schen Lösung drei Möglichkeiten in Betracht zu ziehen:

a) Die Bewegungswiderstände sind auch nach erfolgtem Einreissen grösser als die treibenden Kräfte. In diesem Fall kann die Gleitung nach der Frontard'schen Gleitkurve nicht zustandekommen und die wirkliche kritische Höhe ist grösser als die Frontard'sche.

b) Die Widerstände sind während der Gleitung gleich den treibenden Kräften. In diesem Fall ist die Gleitung nach der Frontard'schen Kurve mechanisch möglich.

c) Die Herabminderung des Scherwiderstandes ist grösser als theoretisch erforderlich. Dann ist die Frontard'sche kritische Höhe grösser als die wirkliche und die Form der Gleitkurve muss ebenfalls von der theoretischen abweichen.

Es ist nun interessant zu untersuchen, in welchem Verhältnis im Falle b) das Ergebnis der schwedischen Untersuchungsmethoden zu jenem der Frontard'schen steht. Fig. 3 ist eine graphische Darstellung des Ergebnisses der diesbezüglichen durch Herrn Dr. Rendell in Wien durchgeführten Ueberschlagsrechnungen. Die voll ausgezogenen Kurven bestimmen den Unterschied unter der Voraussetzung, dass die kritische Höhe nach der schwedischen Methode ohne Berücksichtigung der beim Eintritt der Gleitung stattfindenden Herabminderung des Gleitwiderstandes ermittelt wurde. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich für die kritische Höhe ein Wert, der um

50 bis 80 % grösser ist als der Frontard'sche. Wenn man hingegen annimmt, dass die Kohäsion dieselbe Verminderung erfährt, die erforderlich ist um eine Gleitung nach der Frontard'schen Kurve (Fall b) möglich zu machen, so sind die nach Fellenius ermittelten Werte um 20 bis 35 % kleiner als die Frontard'schen, d.h. die Werte nach Fellenius sind auf der sicheren Seite. (Fig. 3, strichlinierte Kurven). In Fig. 2 sind die Ergebnisse der Behandlung eines Sonderfalles graphisch dargestellt. In dieser Figur bedeutet $A C_2$ die Frontard'sche Gleitkurve und H die nach Frontard berechnete kritische Höhe. Damit die Gleitung nach der Kurve $A C_2$ in dem vorliegenden Fall stattfinden kann, müsste die Kohäsion im Augenblick der Gleitung bei unverminderten Reibungswiderstand von 1,95 auf 0,93 t/m^2 abnehmen. Dem Verfasser ist bisher noch kein Fall bekannt, in dem eine derart bedeutende Abnahme der Kohäsion stattgefunden hätte. Ermittelt man nun auf Grund des herabgeminderten Kohäsionswertes die Lage des Gleitkreises und die kritische Höhe nach der schwedischen Methode, so erhält man den Kreisbogen $A C$ und die kritische Höhe $H = 6,74$ m.

Man bekommt demnach bei dem heutigen Stand unserer Kenntnis von den beiden Theorien folgendes Bild: Die Frontard'sche Methode liefert für den Sonderfall b) eine nahezu strenge Lösung. In diesem Sonderfall führt das schwedische Verfahren für die kritische Höhe zu einem Wert, der etwas niedriger ist. In den Fällen a) und c) verliert die Frontard'sche Formel ihre Gültigkeit, während die schwedische auch in diesen Fällen und in vielen, der Frontard'schen Behandlung bisher noch unzugänglichen Fällen der Praxis brauchbare Näherungswerte ergibt.

Da die beiden Kurven $A C$ und $A C_2$, Fig. 2, nur wenig voneinander abweichen, gewinnt man den Eindruck, dass die mit der halbempirischen schwedischen Methode verbundene Willkür in der Annahme betreffend die Gestalt der Gleitfläche eine wesentlich harmlosere Fehlerquelle darstellt, als die Tatsache, dass die Frontard'sche Formel für die kritische Höhe ohne Rücksicht auf die Forderung der Gleichheit zwischen den treibenden und den bremsenden Kräften gewonnen wurde. Im Beitrag des Herrn Frontard wird diese Eigenschaft der Formel für die kritische Höhe nicht erwähnt, denn Herr Frontard scheint stillschweigend vorauszusetzen, dass der Fehlbetrag an treibenden Kräften durch die Herabminderung des Scherwiderstandes ausgeglichen wird. Ein Beweis für die Richtigkeit dieser weitgehenden Voraussetzung wurde bisher noch nicht erbracht.

Es sei aber nochmals mit Nachdruck darauf hingewiesen, dass die schwedische Methode nur dann verlässliche Resultate liefert, wenn man die bei der Gleitung auftretende Herabminderung des Scherwiderstandes berücksichtigt. Es wäre wünschenswert, diese Herabminderung zum Gegenstand eingehender experimenteller Studien zu machen.

Bei der Erörterung des relativen Wertes der Bodenkonstanten empfiehlt es sich, jede der vier im Generalbericht angeführten Hauptgruppen einzeln zu behandeln.

Die Werte der Gruppe I haben eine direkte und eindeutige Beziehung zu den technisch wichtigen Eigenschaften des fertigen Damms und müssen daher als unentbehrlich bezeichnet werden.

Die Werte der Gruppen II und III lassen sich bei der Stabilitätsberechnung und bei sonstigen ziffernmässigen Untersuchungen betreffend Erddämme nicht direkt verwenden. Da jedoch diese Werte erfahrungsgemäss in statistischer Beziehung zu jenen der Gruppe I stehen, so liegt die Möglichkeit vor, aus diesen Werten auf indirektem Weg Aufschluss über die Grössenordnung der Werte der Gruppe I zu bekommen. Der Vorteil dieses indirekten Verfahrens liegt darin, dass sich die Bodenkonstanten der Gruppen II und III mit wesentlich einfacheren Mitteln und geringerem Zeitaufwand bestimmen lassen als jene der Gruppe I. Es hat aber den Nachteil, dass man mit mehr oder weniger bedeutenden Abweichungen zwischen den geschätzten und den wirklichen Werten rechnen muss. Um zu beurteilen, aus welchem Versuchsergebnis der Gruppen II und III man den grössten praktischen Nutzen ziehen kann, müsste man in erster Linie wissen, zu welchen Werten der Gruppe I das Ergebnis der Bodenkonstanten in statistischer Beziehung steht und mit welcher Streuung die Beziehung behaftet ist. Ein Beispiel für eine solche Beziehung findet sich im Bericht des Herrn Professor Seifert. Es betrifft die Beziehung zwischen dem Ergebnis der mechanischen Analyse und den Scherbeiwerten des Bodens. Leider lässt sich aus der Art der von Professor Seifert gewählten Darstellung nicht entnehmen, mit welcher Streuung die Beziehung behaftet ist. Das Bestehen einer *eindeutigen* Beziehung kann ich auf Grund meiner Erfahrungen als ausgeschlossen betrachten. Diese Schlussfolgerung wird auch durch den Umstand bestätigt, dass die in meinem eigenen Laboratorium ermittelten Scher-Beiwerte zum Teil recht erheblich von den Werten abweichen, die sich aus dem Seifert'schen Schema ergeben. Um daher ein endgültiges Urteil über den Wert der Beziehung zwischen dem Tongehalt und den Scher-Beiwerten zu fällen, müsste man die Frage

nach der Grösse der Streuung beantworten, mit der diese Beziehung behaftet ist.

FIG. 4.

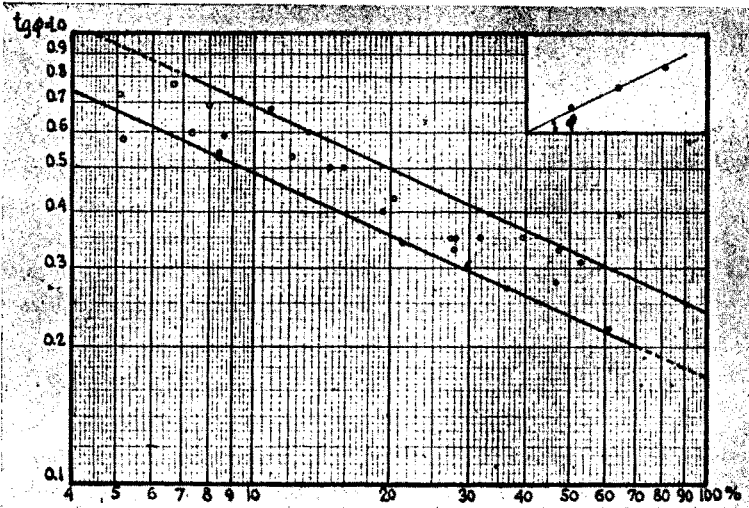


Fig. 4 mag als Beispiel für die statistische Beziehung dienen, welche zwischen dem Atterberg-schen Plastizitätsindex und dem Winkel der inneren Reibung der bindigen Böden besteht. Die Versuche, auf denen das Schaubild fusst, wurden von Herrn Ing. Hvorslev im Laufe dieses Jahres im Laboratorium des Verfassers durchgeführt. Die Streuung ist relativ gering. Die Atterberg-schen Plastizitätsgrenzen bieten ausserdem den Vorteil, dass sie sich relativ rasch bestimmen lassen und auch über andere technisch wichtige Eigenschaften des Dammbaumaterials Aufschluss zu geben scheinen. Ich verweise diesbezüglich auf den wertvollen Beitrag des Herrn Dr. L.J.C. van Es.

In diesem Zusammenhang seien auch die statistischen Beziehungen erwähnt, die nach den Angaben unserer schwedischen Fachkollegen zwischen der Normalkonsistenz und den Scher-Beiwerten der Böden bestehen sollen. Ein abschliessendes Urteil über den relativen Wert der in den Gruppen II und III enthaltenen Bodenkennkonstanten wird man erst dann fällen können, wenn die Ergebnisse von zahlreichen, sorgfältig durchgeführten Versuchsreihen vorliegen, die einen Ueberblick über die bestehenden Beziehungen geben und

die Grösse der Streuungen erkennen lassen, mit denen die Beziehungen in den verschiedenen Fällen behaftet sind.

Bei den in der Gruppe IV aufgezählten Versuchsmethoden liegt überhaupt kein Anhaltspunkt für die Annahme vor, dass eine halbwegs eindeutige Beziehung zwischen dem Versuchsergebnis und einer praktisch wichtigen Eigenschaft des Dammbaumaterials besteht.

Abschliessend möchte ich die Herren Diskussionsredner bitten, in erster Linie jene Gegenstände zu behandeln, die im Sinne der vorhergegangenen Ausführungen einer besonderen Klärung bedürften.

Le Président : (M. BINNIE).

Professor Terzaghi will put the discussion very shortly into French, if that is the desire of everyone here.

M. Frontard has the floor.

M. FRONTARD :

Les recherches ont fait uniquement l'objet, jusqu'ici, de comptes-rendus à l'Académie des Sciences française sous une forme très brève puisque ces comptes-rendus ne doivent pas dépasser deux pages et demie. Je m'excuse de n'avoir pas publié encore les recherches mathématiques sous une forme plus complète. Cette lacune sera réparée sans doute l'année prochaine. Je serais heureux que l'on fasse confiance sous réserve, en attendant, à mes formules, mais la question est certainement très complexe et M. le rapporteur général Terzaghi a parfaitement fait ressortir cette complexité. Peut-être serait-il intéressant que la question, au lieu de venir sous une forme pour ainsi dire secondaire dans les discussions du Congrès, fasse ultérieurement l'objet de l'une des questions principales. Maintenant, indépendamment de la question qui vient d'être traitée par M. le Professeur Terzaghi, je tiens à vous signaler de moi-même une autre lacune de mon rapport. J'ai indiqué dans mon rapport qu'il n'existait pas encore d'appareils parfaits pour la mesure de la résistance des terres et des sables. En réalité j'ignorais à ce moment — et je crois que presque tout le monde ignorait — les belles recherches que M. Terzaghi lui-même poursuivait à son laboratoire de la « Technische Hochschule » de Vienne et qu'il n'avait pas encore publiées. Aussitôt que j'en ai eu connaissance, j'ai été visiter le laboratoire de M. Terzaghi et je suis heureux de déclarer publiquement ici que

les appareils qu'il a combinés me paraissent répondre parfaitement au but qui était poursuivi et dont j'indiquais la nécessité dans mon rapport, à savoir la détermination aussi complète que possible de la résistance des terres sous l'effet de contrainte à trois dimensions. Je suis heureux d'exprimer mon admiration à M. Terzaghi et ainsi que suis heureux d'exprimer mon admiration à M. Terzaghi, ainsi que mes remerciements pour le bon accueil qu'il a bien voulu me réserver à Vienne.

M. FELLENIUS :

Ich möchte nur sagen, dass ich leider nicht vorbereitet bin hier vorzusprechen. Im Anmeldezettel hatte ich ja wohl genannt, dass ich vielleicht an der Besprechung teilnehmen würde, aber ich habe in letzter Zeit so viel mit den Vorbereitungen für die Fragen betreffend das Wasserbauliche Versuchswesen u.dgl. zu tun gehabt, dass mir keine Zeit übrig blieb die Sache näher zu untersuchen. Ich habe den Generalbericht auch nur durchblättert, nicht gelesen, sodass was ich jetzt sage nur ein paar Worte sind, die von dem was Herr Professor Terzaghi soeben angeführt hat, veranlasst sind.

Ich möchte hervorheben, dass die Frage der Berechnungsweisen ja eigentlich nicht zur vorliegenden Frage gehört, wo hauptsächlich die Untersuchungsmethoden der Erde zu behandeln sind. In meinem Bericht N° 23 bin ich auch sehr wenig auf die Berechnungsfragen eingegangen und habe nur kurz über unsere schwedischen Untersuchungsmethoden berichtet. Als Herr Professor Terzaghi mehr eingehend auf die Berechnungsmethoden hier einging, muss ich jetzt sagen, dass es mich gefreut hat zu hören, dass die Resultate der von mir ausgearbeiteten Methoden sich nicht viel von anderen Methoden trennen und dass sie auf der sicheren Seite liegen.

Ich möchte auch zufügen, dass diese Methoden auch in verwickelten Fällen (dishomogenes Material, unregelmässige Belastungsverhältnisse, etc.) gut verwendbar sind.

Ja, wie gesagt, ich war nicht vorbereitet und will die Zeit nicht mehr aufhalten.

Le Président :

I should like to call on Professor Smrcek.

M. SMRCEK :

Sehr geehrte Herren,

Ebenso wie der Kollege Fellenius so auch ich habe nicht die Zeit gehabt um den Generalbericht zu studieren, doch muss ich aber folgendes sagen :

Worüber hat es sich gehandelt hier bei dieser Frage ? Um das Material für Talsperren derart zu bestimmen, damit die Erddämme wasserdicht werden und damit das Material nicht rutscht. Also es sind Eigenschaften, welche der Generalberichterstatter Kollege Terzaghi, in seinem mündlichen Berichte mit äusserster Genauigkeit und Virtuosität behandelt hat. Nun aber handelt es sich um Materialien, beispielsweise bei einer gewissen Type von wirklichen Dämmen aus Erdmaterial für hohe Talsperren, welche die Eigenschaft haben, dass sie bei wechselnden Wasserständen in den Becken standhalten und dass sie nicht rutschen. Darüber wäre eine Diskussion unbedingt sehr erwünscht. Ich erlaube mir beispielsweise auf die Talsperren hinzuweisen, welche in der Czechoslovakiei ausgeführt worden sind, wo wir verschiedenes Material zur Verfügung haben : einmal zu viel von wasserdichtem Material und wenig Stein, das andere mal wieder eine andere grundverschiedene Zusammensetzung. Dies bedingt verschiedene Konstruktionen des Dammes welche eben, was die praktische Seite anbelangt, vorgeführt und begründet werden will. Wir möchten gerne wenn auch nicht jetzt bereits, so doch bei der nächsten Zusammenkunft erfahren, welche von den verschiedenen Typen sich gut in der Wirklichkeit bewahren. Also beispielsweise : Bei uns hat sich vorzüglich eine Type bewehrt mit Stützkern aus vorhandenem, nicht ausgesuchtem, gut gewalztem Materiale bedeckt auf der Wasserseite, mit einer Schichte aus wasserdichtem Material, dem wir kleine Steine und scharfkantiger Schotter beimischen, damit sich da eine mechanische Kohäsion bildet und damit das Material nicht rutscht. Auf der Luftseite insbesondere am Fuss des Dammes geben wir recht viel von steinigem, durchlässigem Materiale damit, im Falle doch etwas Wasserdurchsickern sollte, der Dam mit absolut Sicherheit stand hält.

Also in diesem Sinne um im allgemeinen die Diskussion zu eröffnen, habe ich mir gestattet, das Wort zu ergreifen.

Le Président : (M. BINNIE).

One of the questions to which we are asked to direct our attention is the practical value of mechanical analysis and it would perhaps be advisable if the speakers would direct their attention to that point.

M. SEIFERT :

Meine Herren, auch ich bin wie Herr Smrcek, eigentlich nicht darauf vorbereitet in die Erörterung einzugreifen, aber vielleicht ist es doch richtig, wenn ich dem ausgezeichneten Vortrage von Herrn v. Terzaghi noch ein Wort zufüge und auf Bemerkungen eingehe, die Herr v. Terzaghi zu den Berliner Untersuchungen über das Verhältnis von Normaldruck und Reibungs- und Haftfestigkeitsziffer gemacht hat.

Wir haben früher, wie üblich, die Abhängigkeit des Scherwiderstandes vom Normaldruck durch eine einzige gerade Linie wiedergegeben; wenn man den Scherwiderstand in den Reibungswiderstand und die Haftfestigkeit aufteilt, erhält man im allgemeinen zwei Grade; dies ist in unserem Bericht, Abb. 27, für vier typische Böden dargestellt. Wir haben nun 50 in Berlin untersuchte verschiedene Feinböden in ein doppeltes Dreieckskoordinatennetz nach ihren Hauptkomponenten Sand, Mehlsand, Schluff und Mehlsand, Schluff und Ton eingetragen (Abb. 30 unseres Berichtes) und dazu die Reibungs- und Haftfestigkeitsbeiwerte in gewissen Stufen beigelegt. Man erhält so eine Klassifizierung der Böden und ersieht daraus die Abhängigkeit der Beiwerte von der Kornzusammensetzung; es ergibt sich die einfache Gesetzmässigkeit: je grösser der Gewichtsanteil von Ton, um so grösser die Haftfestigkeit, um so kleiner der Reibungswiderstand. Der gesamte Scherwiderstand besteht also aus zwei gegenläufigen Summanden, die nach verschiedenen Gesetzen von der Kornmischung abhängig sind.

Bei uns bestimmen sich für die einzelnen Böden die Werte des Scherwiderstandes durchaus eindeutig. Die Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung ist dagegen noch etwas schwankend und konnte, wie gesagt, vorläufig nur in grösseren Stufen angegeben werden; für den Haftfestigkeitsbeiwert sind sie 0,15 bis 0,10; 0,10 bis 0,05; 0,05 bis 0,0; für den Reibungsbeiwert steigen sie in Stufen von 0,10.

Wenn Herr v. Terzaghi eine grössere Streuung in der Abhängigkeit des Tongehaltes und Scherwiderstandes gefunden hat, so ist es richtiger, sie durch ein breites Band statt durch einzelne Linien wiederzugeben. Nun ist mir aufgefallen, dass in dem Vergleichsdiagramm, das Herr v. Terzaghi kurz zeigte, die Berliner Werte sämtlich unter den Wiener Werten liegen. Ich kann die Ursache dieser systematischen Abweichung im Augenblick nicht angeben. Vielleicht beruht sie darauf, dass Herr v. Terzaghi die Abhängigkeit

allein vom Ton (Korngrösse $< 0,002$ mm) betrachtet, während in unserer Darstellung die gesamte Kornzusammensetzung bis zum Sand (< 2 mm) zum Ausdruck kommt. Vielleicht auch hängt die Abweichung mit der Art der untersuchten Bodensorten zusammen; Herr v. Terzaghi hat sich viel mit tropischen Böden befasst, die ja eine ganz andere Art der chemischen Zersetzung haben, als unsere Böden der gemässigten und kalten Klimate. Ihr in mancher Hinsicht anderes Verhalten zum Wasser ist bekannt.

Schliesslich könnte die Abweichung in den Ergebnissen von einer Verschiedenheit in der Behandlung der Messgeräte, im Messverfahren oder allgemein von der Person des Beobachters herrühren; das muss geklärt werden.

Unterschiede in den Ergebnissen von 50 % und mehr, wie sie Herr v. Terzaghi glaubt festgestellt zu haben, können nicht hingenommen werden; darin stimme ich mit ihm durchaus überein. Wenn Herr v. Terzaghi bemerkt, die Darstellung der Böden in Dreieckskoordinaten sei nicht neu, sondern bereits in Amerika in der Zeitschrift «Public Roads» veröffentlicht, so ist dazu zu sagen, dass dort das Wesentliche unseres Diagrammes fehlt, die Abhängigkeit des Scherwiderstandes von Kornzusammensetzung. Die Darstellung in Dreieckskoordinaten zur blossen Klassifikation der Böden ist wohl nichts Neues. Es soll aber kein Streit um die Priorität sein.

Unsere weiteren Bestrebungen, die Stufen der Beiwerte enger zu ziehen, indem z.B. der Kalkehalt mit berücksichtigt wurde, haben bisher keinen Erfolg gehabt.

Sicher wird sich das Gesetz der Abhängigkeit von Kornzusammensetzung und Scherfestigkeit schärfer darstellen lassen, wenn wir erst mehr Böden in das Dreiecksdiagramm eintragen können.

Die Plastizitätsziffer, also der Unterschied im Wassergehalt zwischen der Fliessgrenze und der Ausrollgrenze, nicht der Klebegrenze) wird in Berlin ebenfalls festgestellt, sie soll vor allem auf der Baustelle als Schnellprobe dienen, um beim Einbau von Dichtungsböden, der von der Entnahmestelle angefahren wird, rasch die Gleichmässigkeit des Baustoffes überprüfen zu können. Allerdings haftet dieser Plastizitätsziffer eine gewisse Willkürlichkeit an; wenn jedoch dieselbe Person das Ausrollen mit der Hand auf Fliesspapier vornimmt, so erreicht man doch eine ziemliche Gleichmässigkeit der Ergebnisse, wie aus Wiederholungsmessungen zu verschiedenen Zeiten hervorgeht. Das Verfahren ist ein einfaches brauchbares Hilfsmittel zur Beurteilung der Böden.

Auf die Festigkeitsuntersuchungen von Dämmen und den Si-

cherheitsgrad bin ich in meinem Bericht aus Raummangel nicht eingegangen. Ich habe mich auf die Untersuchungsverfahren beschränkt. Ich will hier nur hinzufügen, dass wir in Berlin die Fellenius-schen Untersuchungen unseren Berechnungen zugrunde legen.

M. PAGLIARO :

1. — Je suis bien heureux de prendre la parole dans cette première réunion du Congrès International des Grands Barrages en ma qualité d'ingénieur principal du Bureau Central des Barrages d'Italie, chargé de représenter le Ministère des travaux publics italien.

En remplissant cette mission, je suis heureux d'adresser à tous les honorables congressistes mon salut le plus cordial et le plus chaleureux.

Sur la question 2a, maintenant en discussion, je vais exposer les directives suivies actuellement en Italie.

2. — Lo studio razionale dei materiali adatti per la costruzione di dighe in terre è stato intrapreso de qualche anno in Italia, con intendimenti scientifici e pratici. Gli sbarramenti di S.Fiorino in provincia di Brescia e dell'Arvo in provincia di Cosenza sono stati costruiti con tali criteri, installando nei cantieri degli appositi laboratori completamente attrezzati per eseguire tutte le ricerche delle caratteristiche dei materiali terrosi.

Pongo in rilievo che le indagini tecniche si svolgevano in armonia con le direttive economiche. Infatti, per quanto le indagini abbiano per iscopo di riscontrare nei materiali le sufficienti qualità per corrispondere a determinate esigenze, tuttavia l'esame non può separarsi da considerazioni economiche. Per questo, le prime ricerche sono state rivolte ai materiali che trovansi nelle immediate vicinanze delle dighe da costruire e possibilmente quota superiore a queste e a monte. Mancando nelle terre più prossime le volute caratteristiche, si procedeva gradatamente verso altre meno vicine.

Le prime indagini sono organolettiche. Ocorre che il materiale sia omogeneo, scelto, ed esente da ogni residuo vegetale.

Si passa quindi alla determinazione dell'argilla. Per quanto alcuni autori diano una importanza relativa alla percentuale di argilla, noi in Italia invece riteniamo che questa percentuale sia, in se stessa e per le proprietà ad essa collegate, un elemento di primaria importanza. Di norma, salvo cioè casi particolari da studiarli singolarmente, è bene che la percentuale non superi i limiti meno del 30 o più del 60 % in volume, specialmente per la composizione

del nucleo centrale. Tuttavia, percentuali anche leggermente inferiori alla minima o superiori alla massima sono ammesse per le zone laterali al nucleo, se sussistono altre buone caratteristiche del materiale. Le percentuali ora dette possono sembrare arbitrarie; mentre invece rispondono al concetto di avere un materiale sufficientemente compatto, con la inserzione di una conveniente quantità di sabbia dentro l'argilla, evitando il rigonfiamento e la contrazione di questa durante il bagno-asciuga; ed all'altro concetto di impedire al coefficiente di attrito di raggiungere valori pericolosamente bassi.

Dopo tale accertamento, noi passiamo alla interessante ricerca del grado d'impermeabilità. In Italia abbiamo degli apparecchi di facile e precisa applicazione, con i quali si possono registrare le quantità orarie di acqua che passano attraverso i campioni di terra durante molte ore di seguito (talora fino ad un mese). Per ogni campione è evidente quando si è raggiunto lo stato di regime ed allora può terminare la prova.

Può quindi ricavarsi un coefficiente di permeazione, che noi riteniamo ammissibile se inferiore a valori limiti ricavati dalla esperienza diretta. In via di approssimazione, allo scopo di permettere il paragone fra i valori di diversi campioni, si può ritenere che il rapporto fra l'acqua oraria filtrata e il coefficiente di permeazione sia legato linearmente alla superficie bagnata del campione, al carico d'acqua e (inversamente) allo spessore del campione.

3. — En résumé, nous croyons que les qualités organiques, le pourcentage d'argile et le degré d'imperméabilité sont trois éléments généralement suffisants pour permettre de dire si une terre est apte ou non à la construction, avec la réserve suivante : si les essais sont défavorables, on doit rechercher d'autres matériaux ou bien faire des mélanges de deux matériaux différents; si les essais sont favorables, on procède à d'autres recherches complémentaires.

Par exemple :

Détermination du degré de compacité, c'est-à-dire rapport entre le volume des matières sèches et le volume total du matériau. On en déduit immédiatement le pourcentage des vides; il convient qu'il soit le minimum possible. Un bon matériau ne doit pas contenir un pourcentage de vides supérieur à 40 %.

On recherche aussi la valeur du retrait du matériau en mesurant les dimensions des échantillons de formes géométriques régulières et en déterminant leur différence après durcissement à l'ombre ou à la chaleur artificielle.

Enfin, on peut rechercher les coefficients de glissement et de cohésion, avec les appareils Goodrich ou Bell, déjà en usage en Italie, modifiés.

La granulométrie (analyse mécanique) du matériau est plutôt une question de contrôle scientifique que d'essais directs. En général, les matériaux que nous reconnaissons aptes, parce qu'ils ont la teneur d'argile voulue, un faible degré de perméabilité et un faible pourcentage de vides, présentent des granulométries comprises entre les limites théoriques admissibles. Au contraire, il ne semble pas que la réciproque soit toujours vraie; c'est-à-dire, qu'une bonne analyse mécanique assure tout court une résistance suffisante, une perméabilité faible et une compacité élevée.

Nous préférons les essais directs des caractéristiques des matériaux. Et je peux dire qu'avec ces systèmes et ces normes, on a construit tout récemment, en Italie, des barrages qui témoignent d'une stabilité et étanchéité parfaites.

Le Président : (M. BINNIE).

Does anyone else want to take part in the discussion? I think M. Frontard who has already spoken once would like to speak again. Does Professor Frontard wish to add to his previous remarks?

M. TERZAGHI :

Bevor ich an eine Erwiderung der Diskussionsbeiträge schreite, möchte ich noch an die Herren Verfasser der Berichte einige Fragen stellen. Man vermisst nämlich in den meisten Berichten die Angaben über den Zweck, zu dem die verschiedenen Bodenkonstanten ermittelt wurden. Darf ich zum Beispiel Herrn Professor Fiedler bitten, uns zu erklären, welche Schlüsse er aus den Ergebnissen der Bestimmung der Wasserkapazität, der Luftkapazität und des Kalkgehaltes zieht?

M. FIEDLER :

Herr Professor Terzaghi hat an mich die Frage gerichtet, ob ich über charakterische Merkmale hier, ziffermässige Angaben machen könnte. Insbesondere hat er an mich die Frage gerichtet hinsichtlich der Bedeutung des Kalkgehaltes in Materialien, die für den Dammbau in Betracht kommen. Nun wird, so weit meine durch kleine, rohe Versuche gestützten Erfahrungen reichen, die Bindigkeit der

Böden durch einen gewissen Kalkgehalt herabgesetzt. Damit in Zusammenhang lässt sich auch bis zu einem gewissen Grade eine Verminderung der Wasserdichtigkeit feststellen. Das könnte also in Betracht kommen bei der Beurteilung von Böden, die zur Herstellung von ausgesprochenen Dichtungsschichten verwendet werden sollen. Auch die sogenannte Ruffkapazität könnte, wenn auch nur in un-tergeordnetem Masse eine Beeinflussung der Wasserdichtigkeit bewirken.

Die s.g. Wasserkapazität ist nach meinen Darlegungen ein Ziffer, welche anzeigt wieviel ein Boden an Wasser zu behalten vermag. Dieses Merkmal wurde übernommen aus den Untersuchungen, die ursprünglich für agrarische Zwecke angestellt worden sind. Es ist einzusehen, dass ein Boden, der im Stande ist mehr Wasser dauernd zu halten, gegebenenfalls eher vielleicht Anlass geben kann zu Rutschungserscheinungen. Andererseits scheint, ein Boden mit geringer Wasserkapazität etwas günstiger zu sein.

M. TERZAGHI :

Haben Sie ziffernmässige Angaben verfügbar ?

M. FIEDLER :

Nur ungefähre, Herr Kollege. Die genauen Ziffern...

M. TERZAGHI :

Die Stabilität eines Erddammes hängt ab von der Scherfestigkeit des Dammbaumaterials, welche ihrerseits durch die Beschaffenheit der Bodenbestandteile und der Dichte des Bodengefüges abhängt. Die Wasserkapazität steht jedoch mit diesen Faktoren in keinem erkennbaren Zusammenhang.

M. FIEDLER :

Oh doch, bis zu einem gewissen Grade schon.

M. TERZAGHI :

Dieser gewisse Grad kann aber unmöglich genügen, um die Ergebnisse von Reibungsversuchen zu ersetzen und gestattet wohl kaum eine quantitative Beurteilung der Verwendung des Baumaterials zu erwartenden Stabilitätsverhältnissen.

Der nächste Gegenstand meiner Frage betraf die Schlüsse, die der Herr Vorredner aus dem Kalkgehalt des Bodens zieht. Diese Frage wurde durch folgenden Umstand veranlasst: Im Jahre 1930 erschien eine von Herrn Dr. F. Kirchhoff veröffentlichte Arbeit, in der das Produkt aus dem Grobkorngehalt und dem Kalkgehalt eines Bodens als Kriterium für die Rutschgefährlichkeit der Böden erklärt wird. Nach dieser Arbeit seien die rutschgefährlichen Tone dadurch gekennzeichnet, dass der Wert des Produktes aus Grobkorngehalt (Teilchen grösser als 0,005 mm) und dem Kalkgehalt (Gehalt an $\text{CaO} + \text{MgO}$), beide in Gewichtsprozenten, kleiner ist als 360. Dieses Kriterium fusst auf den Ergebnissen der Verarbeitung des Materials, das bei Böschungsrutschungen in Jura- und Kreide-Tonen bei Braunschweig gesammelt wurde. Die Beziehung zwischen Kalkgehalt und Beweglichkeit ist so bestehend einfach, dass zahlreiche Ingenieure meines Bekanntenkreises meinten, dass die Frage nach der Rutschungsneigung einer Bodenart durch die Bestimmung des Kalkgehaltes nunmehr auf kurzem Wege beantwortet werden könnte. Nun hängt aber die Stabilität einer Böschung in der Natur lediglich vom Querschnitt der Böschung und vom Scherwiderstand des Bodens ab. Infolgedessen ist es von vornherein ausgeschlossen, aus dem Wert des Produktes aus Grobkorngehalt und Kalkgehalt auf den Sicherheitsgrad einer Böschung gegen Gleitung zu schliessen. In der Tat haben die von Herrn Dr. Scheidig in meinem Laboratorium mit abgerutschten Materialien verschiedener Herkunft durchgeführten Versuche gezeigt, dass der Wert des Produktes in manchen Fällen viermal grösser war, als der von Herrn Dr. Kirchhoff angegebene kritische Wert. Der Kalkgehalt könnte nur dann einen Einfluss auf die Stabilitätsverhältnisse haben, wenn er die Scherfestigkeit des Bodens beeinflusst. Ueber die Grösse dieses Einflusses ist aber bis heute noch gar nichts bekannt. Aus der Kirchhoff'schen Arbeit ist nur zu entnehmen, dass in den Jura- und Kreide-Tonen bei Braunschweig ein solcher Zusammenhang zu bestehen scheint. Ueber die quantitative Seite dieses Zusammenhangs ist aus der Arbeit nichts zu erfahren, denn die letztere enthält weder die Ergebnisse von Reibungsversuchen, noch von Stabilitätsberechnungen. Man ist in dieser wichtigen Hinsicht lediglich auf Vermutungen angewiesen. Ebenso wenig sind wir heute noch in der Lage, aus den übrigen, in der Gruppe IV aufgezählten Bodenkonstanten einen quantitativen Schluss auf die Eignung eines Dammbaumaterials zu ziehen. Bei den Verfahren der Gruppen II und III besteht wenigstens die Hoffnung, im Laufe der Zeit Anhaltspunkte für eine technisch brauchbare

Deutung der Versuchsergebnisse zu bekommen. Bei den Verfahren der Gruppe IV haben wir hingegen nicht einmal die Berechtigung zu einer solchen Hoffnung.

Die Anregung des Herrn Professor Smrcek betreffend die Gliederung der Erddämme in Abschnitte mit verschiedener Bodenbeschaffenheit ist sehr beherzigenswert. Da sich jedoch die Frage IIa bloss mit der Eignungsprüfung des Baumaterials und nicht mit der Ausbildung des Dammprofiles befasst, würde es sich empfehlen, am nächsten Kongress das Dammprofil zum Gegenstand eines besonderen Referates zu machen.

Die Bemerkung des Herrn Frontard über die Berechnungsmethode des Herrn Fellenius dürfte auf einem Missverständnis beruhen. Zur Aufklärung des Sachverhaltes greifen wir auf Fig. 2 zurück. Die zur Gleitung drängenden Kräfte sind in dieser Figur durch die zur Böschung A B parallele Komponente des Gewichtes der Bodenmasse A B C₁ C₂ gegeben. Die der Gleitung entgegenwirkende Kraft wird durch die Summe der zur Böschung A B parallelen Komponenten der Kohäsions- und Reibungskräfte gebildet, die an der Gleitfläche A C₁ ihren Sitz haben. Berechnet man diese Kräfte, so findet man, dass der Widerstand die treibenden Kräfte um beinahe 40 % übertrifft. Eine Gleitung wäre demnach an der Frontard'schen Kurve nur dann mechanisch möglich, wenn die Widerstandskräfte während der Gleitung um etwa 40 % kleiner werden. Eine solche Abminderung kann im Fall Fig. 2 zur Beispiel dadurch hervorgerufen werden, dass die Reibungskräfte unverändert bleiben, während der mittlere Wert der Kohäsion von 1,95 t/m² auf 0,93 t/m² abnimmt. Da man bei der schwedischen Methode von jenem Kohäsionswert ausgeht, der während der Gleitung tatsächlich wirksam ist, so waren wir berechtigt, bei der Bestimmung der kritischen Höhe H in Fig. 2 einen Kohäsionswert von 0,93 t/m² vorauszusehen und wir erhielten H = 6,74 m gegen H' = 8,6 m nach dem Frontard'schen Verfahren. Die Abweichungen zwischen dem schwedischen Gleitkreis A B und der Frontard'schen Gleitkurve A C₂ in Fig. 2 sind sicher nicht grösser als die Abweichungen, die sich in der Natur aus der ungleichmässigen Beschaffenheit des Bodens ergeben und die nach der schwedischen Methode errechnete kritische Höhe ist auf der sicheren Seite.

Le Président : (M. BINNIE).

The various speakers were asked to direct attention to certain points, the first of which is :

What is the practical value of the mechanical analysis ?

Well, perhaps I may devote a few words to that particular point.

It depends very much on the structure that you are going to make and to the materials at your disposal. If you are going to have a homogeneous material — that is, a material from which you could take a sample — and you would be able to trust that the material you placed in the work would be the same, then the mechanical analysis is advisable. If you are dealing with deposits which are of mixed glacial origin, you may say that the mechanical analysis in almost every sample is different from the other, and it is almost impossible in this case, to get any representative sample, the mechanical analysis of which would give you any guidance in the construction of the dam. One has to endeavour to rely on what nature shows one, that is, the angle of rest of the material. In other cases mechanical analyses are absolutely essential, for instance in the construction of hydraulic fill dams.

There is just another point that I would like to refer to — N°. 5 : Resistance against « piping » construction.

This is not so much a question of the material used, as the precautions which have been taken to prevent the percolation of water, by good workmanship and the use of an impermeable core.

I don't think I can add very much more at this stage, but we shall be forming a committee, and when we meet at Trollhättan it will go into the various points which have been brought forward in the papers and which have been dealt with here, with the idea of formulating some recommendations which would be of assistance to engineers in the future.

M. FELLENIUS :

Ich möchte erst nur Herrn Professor Terzaghi für seine Erklärung über die Bemerkungen des Herrn Frontard danken. Ich möchte auch fragen ob nicht im Generalberichte ein Druck- oder ein Uebersetzungsfehler vorliegt. Es ist auf Seite 3 des Berichtes auf deutsch :

«Da die in Mittel- und Nord-Europa gebräuchlichen, auf der Annahme einer kreiszylinderförmigen Gleifläche fussenden schwedischen Untersuchungsmethoden für die kritische Höhe Werte liefern, die bis zu 80 % grösser sind als die Frontard'schen».

(Seite 10 auf englisch und Seite 18 auf französisch.)

Die 80 % scheinen mir nicht mit dem von Herrn Professor Terzaghi hier mitgeteilten zu stimmen.

M. TERZAGHI :

Nein, das ist kein Druckfehler. Der Ziffernwert von 80 % entspricht dem Grenzfall, dass die Kohäsion im Laufe der Gleitung überhaupt keine Herabminderung erfährt. In Fig. 3 wurden die diesem Grenzfall entsprechenden Abweichungen durch die voll ausgezogenen Kurven dargestellt. Aus der Figur ist zu entnehmen, dass die nach der schwedischen Methode berechnete kritische Höhe für den in meinem Referat erwähnten Fall um etwa 80 % grösser ist als die Frontard'sche. Aus den vorangegangenen Erörterungen geht jedoch hervor, dass der Frontard'sche Wert in diesem Grenzfall gar keine physikalische Bedeutung besitzt, weil die Gleitung nach der Frontard'sche Kurve nur dann zustandekommen kann, wenn der Scherwiderstand eine bedeutende Herabminderung erfährt. Zur Zeit der Drucklegung wusste ich noch nicht, dass Herr Frontard eine Herabminderung des Scherwiderstandes annimmt, denn diese wichtige Voraussetzung wird in seinem Bericht nicht erwähnt. Infolgedessen bin ich auch im Generalbericht auf die Auswirkung dieser Voraussetzung garnicht eingegangen.

M. FELLENIUS :

Ich danke für die Erklärung.

M. SMREK :

Monsieur le Président, Messieurs,

Après ce débat extrêmement intéressant on doit, je pense, émettre des vœux ou des conclusions formulés en principe par M. le rapporteur général et rédigés définitivement par une sous-commission à élire et qui comprendrait quelques-uns des orateurs qui ont traité de la question au fond.

M. TERZAGHI :

J'entends que l'assemblée n'a pas le droit de voler ?

M. TERZAGHI (to the Chairman).

With your permission I could formulate the conclusions immediately and propose them to the audience.

Le Président : (M. BINNIE).

It was arranged this morning at the meeting of the Executive that we should settle that at the Committee Meeting at Trollhättan.

M. TERZAGHI :

From which I shall be absent, but I could, if desired, present the conclusions in writing.

Le Président : (M. BINNIE).

We arranged that a committee should be set up and all conclusions arrived at should be put before the next meeting of the Congress. If you will send your conclusions to Trollhättan I will see that they are considered.

M. SMRCEK :

Meine Herren :

Es sind äusserst interessante wissenschaftliche Probleme hier berührt worden und es stellt sich die Frage, obüber solche in einer Vollversammlung abgestimmt werden kann oder nicht, oder ob es doch nicht angezeigt wäre, selbe einer engeren Kommission anzuvertrauen, damit sie im aller Ruhe berated über Konklusionen, welche gewöhnlich vom Generalreferenten vorgefragt und gestellt werden. Wir müssen zu irgendeinem Beschlusse kommen. Vor die Schluss-Sitzung des Kongresses muss man doch mit geklärten und gut motivierten Entschlüssen kommen.

M. TERZAGHI :

Ich schlage vor, die Schlussfolgerungen Punkt für Punkt zur Diskussion zu bringen, um die Meinung der Anwesenden über ihren Inhalt kennen zu lernen.

M. SMRCEK :

Damit sie bei der Prüfung dann durchfällt ?

M. TERZAGHI :

Das macht nichts zur Tatsache.

M. SMRCEK :

Hier haben Sie eine sehr interessante, sehr wichtige und prinzipielle Frage, inwiefern diese Vollversammlung das Recht hat oder nicht Beschlüsse zu fassen, allerdings nach bestimmten Anträgen, welche eventuell durch die Schlüsserversammlung abgeändert werden könnten.

M. TERZAGHI :

Sie sollte auch keinen Beschluss fassen, sondern wir wollen lediglich feststellen, innerhalb welcher Grenzen die Vollversammlung mit den Schlussfolgerungen übereinstimmt.

The proposal is as follows. Thus far we have discussed a number of points. The next step should consist in formulating the conclusions and in finding out whether or not the assembly agrees.

Le Président : (M. BINNIE).

Oui.

M. GRUNER :

Messieurs,

Le Comité Exécutif a convenu ce matin de ne pas prendre de décisions définitives au cours des conférences, mais de nommer, pour chaque question, un Comité de rédaction. Celui-ci sera chargé, pendant notre voyage, de préparer les conclusions et si un accord définitif intervient, celles-ci pourront alors être soumises au Comité Exécutif à Trollhällan. Dans le cas contraire, l'affaire sera renvoyée aux Comités Nationaux. En effet, nous sommes d'avis que les questions sont tellement complexes et difficiles que l'Assemblée d'aujourd'hui ne peut rien décider, surtout vu le temps restreint dont nous disposons. Je propose donc de nommer quelques rapporteurs pour préparer les conclusions, comme dit ci-dessus, et qui seront secondés dans ce but par M. Binnie, notre Président, et par M. Terzaghi.

M. TERZAGHI :

Wir haben nicht die Absicht gehabt, endgültige Schlussfolgerungen zu ziehen, sondern lediglich die Meinung der Vollversammlung

über die in Aussicht genommenen Schlussfolgerungen kennen zu lernen. Dieser Vorgang empfiehlt sich insbesondere deswegen, weil ich auf der Reise nach Trollhättan nicht mehr anwesend bin.

M. GRUNER :

Ja, dann muss es aber später geschehen.

M. TERZAGHI :

Später hat die Vollversammlung keine Gelegenheit mehr, zu meinen Schlussfolgerungen Stellung zu nehmen.

Herr Gruner wiederholt auf Deutsch nochmals das auf Französisch soeben Gesagte in verstärkter Betonung.

M. FELLENIUS :

Es wäre doch interessant die Vorschläge des Herrn Professor Terzaghi zu hören, die er zur Beantwortung dieser Frage zu machen hat.

M. TERZAGHI :

Bitte, Sie haben sich an Herrn Gruner zu wenden; er wird sagen, ob der Vorgang zulässig ist oder nicht. Er vertritt das Exekutiv-Komitee.

M. FELLENIUS :

Aber dürfen wir die Vorschläge hier nicht hören ?

M. TERZAGHI :

Ich darf hier nicht sprechen, ohne die Bewilligung des Exekutiv-Komitees zu haben.

M. SMRCEK :

Ich möchte fragen, ob nicht der Herr Generalreferent einen Vorschlag aufstellen könnte damit wir zu irgendeinem Beschluss, einem Antrage oder einer Konklusion kommen, welche angenommen

werden könnte. Es müsste doch den Herren möglich sein irgendetwas für uns annehmbares aufzubringen.

M. TERZAGHI :

Dieses Verfahren ist mit Schwierigkeiten verbunden. Herr Gruner und ich reisen ab, das Comité kann die Schlussfolgerungen nur auf schriftlichem Weg formulieren und die Vollversammlung hat keine Möglichkeit zu ihrem Inhalt Stellung zu nehmen.

M. RENAUD :

Messieurs,

A la fin de cette discussion il m'apparaît qu'il règne une certaine confusion dans les différents termes qui sont employés pour déterminer les caractéristiques d'une terre destinée à construire un barrage. Je pense que l'objet de cette réunion serait déjà bien rempli si on arrivait à s'entendre d'une manière précise sur les coefficients caractéristiques des matériaux à employer pour une digue en terre et sur les appareils de mesure qui sont les plus adéquats pour déterminer ces caractéristiques. Il y a un certain nombre d'éléments qu'il faut déterminer pour savoir si une terre est propre à la construction d'un barrage, la compacité, c'est-à-dire la composition granulométrique, la cohésion, l'imperméabilité, la teneur en argile. Un certain nombre d'appareils ont été étudiés en vue de déterminer certains de ces coefficients, et je crois qu'il serait tout à fait intéressant qu'un accord international intervienne pour que des mesures soient systématiquement poursuivies avec des appareils convenables mais uniformes dans tous les pays, à seule fin qu'on puisse comparer d'une manière suffisamment précise les mesures faites aux laboratoires avec les données que l'expérience des 5 ou 10 prochaines années pourrait permettre de déterminer. J'émet le vœu que nous nous mettions d'accord ici en vue de terminer les appareils les plus convenables, à déterminer les coefficients les plus caractéristiques.

Le Président :

Will Mr. Genthial come up, please ?

M. GENTHIAL :

Je m'excuse de prendre la parole dans une discussion technique où je n'ai pas à intervenir en qualité de secrétaire général. Néan-

moins, je crois nécessaire, étant donné les décisions qui ont été prises ce matin à la Réunion Exécutive de la Commission, de faire aujourd'hui une première application de ces décisions, si toutefois M. le Président, M. le rapporteur général et l'Assemblée partagent cet avis. Il a été décidé, contrairement à ce qui avait été prévu, que les séances de ce soir et de demain matin, consacrées aux barrages en terres, ne donneraient pas lieu à l'adoption immédiate de vœux ou de conclusions. Il a semblé préférable, comme cela a déjà été adopté pour les barrages en béton ou en maçonnerie, de remettre à la réunion finale que nous tiendrons la semaine prochaine à Trollhättan l'adoption des vœux et pour cela de se borner aujourd'hui, après l'échange de vues qui a eu lieu, à nommer une commission aussi restreinte que possible et qui pourrait être formée, en dehors du président et du rapporteur général, par les spécialistes les plus qualifiés, pris notamment parmi les rapporteurs de la question. Cette commission devrait être formée d'ailleurs de membres qui seront présents à Trollhättan et qui d'ici là feront le voyage des Grands Barrages. Une telle commission, grâce aux échanges de vues que ces membres auraient entre eux pendant le voyage, pourrait sans doute à Trollhättan apporter à la Réunion Exécutive un texte qui servirait de base à l'adoption des vœux. Je sou mets cette question à M. le Président.

Le Président :

Does no one wish to have Mr. Genthial's remarks translated into German? He has informed us of the arrangement made by the Executive Committee this morning.

We can now close the meeting. Thank you very much for your help.

Réunion Technique de Trollhättan (6 juillet 1933)

Le Président : (M. EKWALL).

Avant de donner la parole aux orateurs inscrits pour cette question, je voudrais offrir à M. Insulander l'occasion de dire quelques mots qu'il n'a pas eu le temps de présenter à Stockholm. Comme il partira dès cet après-midi de Trollhättan je lui donne tout de suite la parole.

M. INSULANDER :

Als Herr Professor Terzaghi an der ersten Sitzung seine Zusammenfassung für diese Frage demonstrierte, so erinnern sich die Herren, dass sein erstes Lichtbild zwei Kurven zeigte, die für die Gleitfläche gelten sollten. Die eine war ein Kreis und die andere eine Zykloide. Als ich diese Kurven sah, dachte ich, dass es auch von einem gewissen Interesse sein dürfte hier zu erwähnen, dass ein hervorragender schwedischer Ingenieur, Nills Westerberg, verstorben sei mehreren Jahren, vor etwa 12 Jahren einige Untersuchungen in dieser Frage machte und darüber eine Veröffentlichung in der «Teknisk Tidskrift» ausgab. Er machte seine Deduktionen ganz theoretisch und fand, dass die Gleitfläche eine Zykloide sein muss.

M. FRONTARD :

Je tiens à signaler à titre personnel que j'ai déterminé l'équation des cycloïdes de glissement des terres dès l'année 1910. Je n'en ai fait l'objet d'une note à l'Académie des Sciences qu'en 1924, c'est-à-dire 14 ans après. Mais dès 1910, je les ai calculées; j'ai envoyé à M. Résal, à ce moment là, le résultat de ces équations et j'ai eu avec lui un échange de correspondance à ce sujet.

Le Président : (M. EKWALL).

Maintenant, nous allons passer aux conclusions proposées concernant les questions 2 a) et 2 b).

Je donne d'abord la parole au président du Comité de Rédaction de la question 2 a), M. Frontard.

M. FRONTARD :

Messieurs,

Bien que quatre personnalités aient été désignées pour former le Comité de Rédaction des conclusions du Congrès des Grands Barrages concernant la question 2 a), le texte que nous soumettons aujourd'hui à votre adhésion porte uniquement les signatures de MM. Fellenius, Frontard et Gilboy. Mais, bien que n'étant pas signé par le quatrième membre du Comité de Rédaction, M. Terzaghi, nous sommes assurés qu'il ne contredit aucune des opinions de celui-ci. Nous tenons même à remercier M. Terzaghi qui a grandement facilité notre tâche et particulièrement l'examen des différents points à traiter.

Sous le bénéfice de cette observation nous soumettons à votre approbation les résolutions ci-après.

Première résolution :

Le Congrès demande qu'au cours de ses sessions ultérieures les questions concernant les calculs de stabilité des barrages en terre fassent l'objet de discussions spéciales.

Deuxième résolution :

En présence de la diversité des méthodes d'essai pratiquées par les différents expérimentateurs, et jugeant désirable une unification de celles-ci, le Congrès recommande que l'édification de tout nouveau barrage en terre soit précédée de l'exécution systématique des essais ci-après.

a) En tant que caractéristiques fondamentales régissant directement la stabilité d'ensemble des ouvrages :

1) Détermination de la résistance au glissement, savoir : cohésion et angle de frottement interne.

2) Perméabilité.

3) Compressibilité.

b) En tant que caractéristiques usuelles, dont la connaissance est encore indispensable en vue de la saine exécution des ouvrages :

4) Poids spécifique de la matière sèche.

5) Proportion d'eau de la terre humide.

6) Composition granulométrique.

c) En tant que caractéristiques à vrai dire secondaires, mais dont la détermination paraît encore offrir un intérêt en raison des appréciations statistiques auxquelles leur connaissance peut donner lieu :

7) Consistance standard.

8) Limites d'Atterberg.

Un commentaire établi par le Comité de Rédaction est annexé au présent vœu pour servir de guide aux expérimentateurs.

Troisième résolution :

En vue d'obtenir tout le fruit désirable de l'observation des ouvrages existants, le Congrès émet le vœu que les terres composant ceux-ci soient soumises, tout au moins pour les plus importants ou les plus typiques d'entre eux, à une expérimentation systématique conçue suivant les méthodes fixées par le vœu précédent, et portant

sur de nombreux échantillons prélevés à diverses profondeurs dans le corps de chaque barrage, les précautions utiles étant prises dans chaque cas en vue d'éviter toute détérioration de la matière.

En particulier tous les barrages en terre d'une hauteur supérieure à 15 mètres devront être compris dans cette investigation.

Quatrième résolution :

Le Congrès émet le vœu que les études géotechniques des sols de fondation, comportant également des prélèvements sans détérioration de la matière, fassent l'objet de discussions spéciales au cours des prochaines sessions.

Cinquième résolution :

Constatant l'intérêt d'une étude approfondie des variations des pressions piézométriques existant à l'intérieur des barrages en terre en fonction soit du temps, soit des variations de niveau de la retenue d'amont, le Congrès émet le vœu que les plus importants des ouvrages appelés à être construits au cours des prochaines années soient munis d'une série de dispositifs manométriques, mis en place au fur et à mesure de la montée des remblais, en des points judicieusement choisis au sein de ceux-ci, et reliés soit électriquement soit par tout autre procédé à des organes de lecture extérieurs permettant de prendre ultérieurement connaissance à tout moment des pressions hydrostatiques intérieures, lors des alternatives de remplissage et de vidange du réservoir.

M. GILBOY :

Gentlemen, although the resolution committee of this section consists of four members, the conclusions herewith submitted have been prepared by Messrs. Fellenius, Frontard and Gilboy. We feel certain that professor Terzaghi, although unable to be present at the meetings of the committee, is in agreement with our opinions. In fact, the committee wishes to express its thanks to Prof. Terzaghi who has materially assisted in its work by setting forth his opinions in writing, in considerable detail.

The committee, therefore, presents for the approval of the Congress the following conclusions.

I. The Congress request that at a forthcoming session, questions concerning the calculation of the stability of earth dams be accorded special attention in the discussions.

II. In consideration of the various types of soil tests used by different investigators, the Congress recommends that, in order to promote uniformity of results, the construction of new earth dams be preceded by systematic execution of the following tests :

a) Fundamental characteristics governing the stability of earth masses.

- 1) Shearing resistance (cohesion and internal friction).
- 2) Permeability.
- 3) Compressibility.

b) Routine tests, indispensable for proper construction.

4) Specific gravity of dry material.

5) Natural water content of soil.

6) Mechanical analysis.

c) Secondary tests, which appear to be of interest on account of the statistical relations which may be derived therefrom.

7) Standard consistency test.

8) Atterberg's Limits.

A series of comments upon these tests, prepared by the committee, is appended herewith as a guide to experimenters.

In order to obtain as much information as possible from existing structures, the Congress recommends that a systematic study of the soil composing existing earth dams, especially the more important ones, be undertaken, generally in accordance with the methods outlined above.

Such investigations should be made on samples secured in an undisturbed state from different points within the body of the dam.

In particular, all earth dams higher than 15 meters should be included in the investigation.

The Congress recommends that geotechnical studies on undisturbed samples of the soils supporting earth dams be made the object of discussion at the coming sessions.

V. In view of the importance of studies upon the variations of piezometric pressures within earth dams, as affected by time and by the variations in the reservoir level, the Congress recommends that the most important dams to be constructed within the next few years be provided with devices for measuring these pressures, placed during construction at points carefully selected within the body

of the dam and connected, electrically or otherwise, to instruments which will permit of determining at any instant the intensity of internal hydraulic pressure, taking due account of the effect of filling and emptying the reservoir.

M. FELLENIUS :

Beschluss des Redaktions-Komitee, Frage 2a.

Meine Herren.

Obwohl 4 Personen als Redaktions-Komitee für die Beschlüsse der Talsperrenkongresses betr. der Frage 2a ernannt worden sind, trägt der Vorschlag, den wir Ihnen heute überreichen, nur die Namen der Herren Fellenius, Frontard und Gilboy. Wenn er auch nicht von dem vierten Mitgliede des Redaktions-Komitees, Herrn Terzaghi, unterzeichnet ist, sind wir doch überzeugt, dass dieser Herr nichts gegen die hier ausgesprochenen Meinungen hat. Wir danken Herrn Terzaghi, der heute abwesend ist, dass er unsere Redaktionsarbeit sehr erleichtert und vorbereitet hat, indem er seine Meinung in jedem einzelnen Punkte zur Kenntnis gebracht hat.

Nach dieser Vorbemerkung legen wir die folgenden Punkte zur Beschlussfassung vor :

Der Kongress fordert, dass in seinen kommenden Sitzungen die Fragen betreffend die Berechnung der Standsicherheit der Erddämme den Gegenstand besonderer Besprechung bilde.

II. Der Kongress empfiehlt mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der von den einzelnen Forschern angewandten Versuchsmethoden und weil eine Vereinheitlichung derselben wünschenswert ist, dass der Ausführung eines neuen Erddammes die folgenden systematischen Versuche vorangehen :

a) Betreffend die grundlegenden Eigenschaften, welche unmittelbar bedeutungsvoll für die Standsicherheit des Gesamtbauwerkes sind :

1) Bestimmung des Gleitwiderstandes (Kohäsion und Beiwert der inneren Reibung).

2) Durchlässigkeit.

3) Zusammendrückbarkeit.

b) Betreffend die gebräuchlichen Kennziffern, deren Kenntnis noch für eine geeignete Ausführung der Bauwerke notwendig sind :

4) Einheitsgewicht des trockenen Materiales.

5) Wassergehalt.

6) Kornzusammensetzung.

c) Betreffend die charakteristischen Verhältnisse, die obwohl nur in zweiter Linie in Betracht kommen, aber deren Bestimmung doch ein Interesse infolge der statistischen Anschaulichkeit, wozu die Kenntnis derselben Veranlassung geben kann, bietet :

7) Normalkonsistenz.

8) Grenzen nach Atterberg.

Ein vom Redaktions-Komiteé ausgearbeitetes Kommentar ist diesem Vorschlage angegliedert, um den Forschern als Richtlinie zu dienen.

III. Um alle die gewünschten Ergebnisse der Beobachtungen an bestehenden Anlagen zu erhalten, spricht der Kongress den Wunsch aus, dass die dort verwendeten Bodenmaterialien, und zwar wenigstens die wichtigsten und typischsten unter ihnen, einer systematischen Untersuchung nach den vorher angegebenen Methoden unterzogen werden. Es sollen möglichst viele und aus verschiedenen Tiefen des Dammkörpers entnommene Proben untersucht und dabei besondere Vorsichtsmassregeln getroffen werden, um jede Störung des Materiales dieser Proben zu verhindern.

Im besondere müssen alle Erddämme, die eine Höhe von mehr als 15 m aufweisen, in diese Untersuchungen eingezogen werden.

IV. Der Kongress spricht den Wunsch aus, dass die geotechnischen Studien über das Grundmaterial, einschliesslich der Frage über die Entnahme ungestörter Proben, ebenfalls den Gegenstand besonderer Besprechungen in den kommenden Sitzungen bilde.

V. Der Kongress spricht auf Grund des Interesses für ein weitgehendes Studium über die Veränderungen des piezometrischen Druckes im Inneren von Erddämmen — mit der Zeit oder mit dem Oberwasserstand — den Wunsch aus, dass die wichtigsten Anlagen, die während der nächsten Jahre ausgeführt werden, mit einer Reihe von Druckmessungsanordnungen ausgestattet werden. Die Aufstellung dieser Messeinrichtungen hat nach Massgabe des Fortschrittes der Aufschüttung in geeignet gewählten Punkten zu erfolgen und ist deren Verbindung mit den aussen aufgestellten Ableseapparaten, entweder auf elektrischem oder anderem Wege vorzunehmen, so dass man in jedem Zeitpunkt genaue Kenntnis von dem hydrostatischen Innendrucke beim Füllen und Entleeren des Staubeckens bekommen kann.

Le Président :

Nachdem nun die Resolutionsvorschläge betreffend die Frage

2 a) vorgetragen worden sind, will ich hervorheben, dass es nun zu entschliessen ist, ob der Kongress Resolutionen zu fassen wünscht oder nicht.

Diejenigen, die die Resolution laut dem Vorschlage des Kommités zu fassen wünschen, bitte ich die Hand hochzuheben.

(Traduction en français et en anglais.)

34 für die Resolution.

Diejenigen, die keine Resolution zu fassen wünschen, sollen jetzt die Hand hochheben.

(Traduction en français et en anglais.)

Niemand.

Folgendermassen hat der Kongress einstimmig der Resolution zugestimmt.

(Traduction en français et en anglais.)

Les conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission, siégeant le même jour à Trollhättan.

RÉSUMÉ DE LA DISCUSSION

Séance du 30 juin à Stockholm

M. BINNIE, président de séance, donne la parole au Rapporteur Général de la question 2a), M. Terzaghi.

M. le Professeur TERZAGHI expose tout d'abord les causes de la grande différence qui existe entre les valeurs de la hauteur critique obtenues selon qu'on adopte la méthode suédoise ou la méthode Frontard et il parvient aux conclusions suivantes :

— Les valeurs comparativement faibles obtenues par la méthode Frontard proviennent du fait que, dans les calculs conduisant à la formule Frontard, on n'a pas pu tenir compte de la condition d'égalité entre les forces provoquant le glissement et les forces qui s'y opposent. M. Frontard n'a pas signalé le fait dans son rapport. M. Terzaghi constate qu'un glissement conforme à la courbe Frontard ne peut exister que si la résistance au cisaillement, quand le glissement se manifeste, est inférieure de 30 à 50 % à la résistance au cisaillement qui existe quand la matière est à l'état de repos. Dans le cas où cette diminution peut se déterminer par des essais techniques, on peut en tenir compte aussi dans le procédé de calcul basé sur la méthode suédoise en diminuant la résistance au cisaillement. Dans ce cas, la méthode suédoise donne des valeurs qui sont inférieures de 20 à 35 % aux valeurs obtenues par la méthode Frontard; mais si la diminution ainsi déterminée par les essais est inférieure à celle qu'exige la théorie Frontard, nous sommes obligés d'admettre que le glissement ne peut pas se faire en suivant la courbe Frontard et alors nous n'avons pas à notre disposition, pour évaluer la hauteur critique, une autre méthode que la méthode suédoise. Dans le calcul de la hauteur critique, d'après le procédé suédois, il faut rendre la résistance au cisaillement de la terre égale à la résistance au cisaillement déterminée par la voie des essais.

M. Terzaghi expose brièvement, à ce sujet, les différences d'opinion qui existent entre MM. Frontard et Fellenius. La discussion de la valeur relative des constantes énumérées au rapport général et classées dans les catégories I à IV, conduit au résultat suivant : l'importance des valeurs comprises dans le groupe I est indiscutable;

les valeurs des constantes comprises dans les groupes II et III reposent sur l'existence des relations statistiques entre les constantes de ces groupes et les valeurs du groupe I. Moins une statistique de ce genre comportera d'écart, plus elle aura de valeur au point de vue pratique. Jusqu'à présent les résultats des observations sur les rapports statistiques entre les coefficients de cisaillement de terre, d'une part, et les limites de consistance d'Atterberg, la teneur en argile et la consistance normale, d'autre part, présentent un caractère tout différent. Les données dont on dispose ne sont pas encore suffisantes pour permettre de porter un jugement définitif sur cette question. M. Terzaghi propose de continuer systématiquement les recherches correspondantes sur des terres présentant le plus de différence possible. Au sujet des valeurs du groupe IV, l'échange de vues auquel ont pris part MM. Seifert, Fiedler et Terzaghi, n'a conduit à aucune donnée essentielle permettant d'apprécier les conclusions pratiques que l'on peut tirer des constantes de ce groupe.

M. FRONTARD signale que ses recherches mathématiques n'ont encore été publiées que dans les comptes-rendus de l'Académie des Sciences Française, forcément très succincts, et demande qu'on fasse confiance à ses formules en attendant leur publication prochaine complète.

En raison de la complexité de la question, si bien soulignée par M. Terzaghi, il pense que cette question des méthodes de mesure de la stabilité pourrait ultérieurement faire l'objet d'une question principale posée au Congrès.

M. FRONTARD s'excuse de ne pas avoir cité dans son rapport les belles recherches poursuivies depuis plusieurs années par M. Terzaghi dans son Laboratoire de Vienne, et pas encore publiées; il a, depuis, visité ce Laboratoire et tient à exprimer toute son admiration.

M. FELLENIUS dit que, dans son rapport, il a très peu parlé des questions de calcul parce que la question 2 a) lui paraissait concerner seulement les méthodes de recherches expérimentales. Les détails donnés par M. Terzaghi lui permettent de constater avec plaisir que les résultats des recherches suédoises concordent suffisamment avec ceux obtenus dans d'autres Pays, et que les Ingénieurs Suédois sont, par conséquent, dans la bonne voie; il ajoute que les méthodes suédoises s'appliquent bien aux cas plus compliqués.

M. SMICEK souhaite que l'on étende l'étude, prévue par la question 2 a), à l'adaptation des différents matériaux terreux que l'on

trouve dans la pratique, aux différents types de barrages et à leur emploi dans un même barrage. Il donne des exemples, à ce point de vue, de la diversité des matériaux utilisés dans les barrages tchécoslovaques et des dispositions adoptées dans les différents cas.

M. LE PRÉSIDENT rappelle aux orateurs que l'une des questions sur lesquelles l'attention du Congrès a été attirée est celle de la valeur pratique de l'analyse mécanique.

M. SEIFERT signale, comme suite au rapport général de M. Terzaghi, les travaux de l'Office des Recherches Hydrauliques et des Constructions Navales de Berlin sur la relation entre la composition granulométrique des terrains et la résistance au cisaillement, ainsi que sur la décomposition qui a été faite de cette dernière propriété entre résistance de frottement et cohésion.

Cette loi de l'accroissement du frottement et de la diminution de la cohésion, en fonction de l'augmentation des dimensions des grains du matériau terreux, peut se représenter sur un système de coordonnées triangulaires.

Le coefficient de plasticité est, en dépit de sa détermination un peu arbitraire, un moyen utile et pratique pour évaluer rapidement la convenance d'une terre à la construction d'un barrage.

Un échange de vues a lieu entre MM. Seifert et Terzaghi sur la distinction entre résistance de frottement et cohésion, et en particulier sur le temps nécessaire pour la détermination expérimentale des caractéristiques d'une terre donnée, à ce point de vue.

M. PAGLIARO expose les directives suivies actuellement en Italie pour la construction des barrages en terre. On étudie d'abord le degré de perméabilité, la teneur en argile, le degré de compacité. Si les essais sont satisfaisants, on passe à une deuxième catégorie de recherches sur : le coefficient de glissement, de cohésion, de retrait, l'analyse mécanique, etc... Si, au contraire, les essais de la première catégorie ne sont pas satisfaisants, il convient de rejeter la terre en question, d'en choisir une autre ou d'étudier des mélanges de plusieurs. En général, les bons résultats de la première catégorie suffisent pour qu'on puisse déclarer la terre en question apte à la construction.

M. TERZAGHI voudrait demander quelques explications à certains Rapporteurs. Il demande en particulier à M. Fiedler quelles conclusions il a tirées de ses recherches sur les capacités d'absorption d'eau et d'air de la terre, sur sa teneur en chaux.

M. FIEDLER répond : que, d'après ses propres expériences, il y a une certaine relation entre la teneur en chaux et les capacités d'absorption de la terre en eau et air.

M. TERZAGHI regrette que sur cette question de la teneur en chaux, on ne donne aucun chiffre précis, bien qu'on soit allé jusqu'à affirmer que la combinaison de la teneur en gros éléments et de la teneur en chaux constitue un critérium du danger de glissement. La stabilité d'un talus dépend simplement, dans la nature, de la section du talus et de la résistance au cisaillement, et la teneur en chaux n'intervient dans les conditions de stabilité que lorsqu'elle exerce son influence sur cette résistance. En tout cas, au point de vue quantitatif, il est indispensable d'indiquer sur combien et sur quels types de terres ont porté les essais. En somme, à part les coefficients de frottement et de cohésion, et celui de perméabilité (groupe I) toutes les autres propriétés n'ont pas de valeur pratique actuelle; celles des groupes II et III n'en auront que lorsque les statistiques seront suffisantes pour donner des chiffres exacts permettant d'établir des relations certaines entre ces propriétés et les données techniques capitales; celles du groupe IV ne donneront jamais de résultats.

M. TERZAGHI indique que les considérations de M. le Prof. Smrcek, sur la répartition d'un barrage en couches diverses, sont fort intéressantes, mais ne rentrent pas dans la question à l'étude; il serait désirable que cette question fasse l'objet d'une étude spéciale à un prochain congrès.

M. LE PRÉSIDENT (M. BINNIE) présente quelques observations sur les points suivants :

Tout d'abord : Quelle est la valeur pratique de l'analyse mécanique ?

A son avis, cette valeur dépend de la valeur géologique de la terre considérée : avec une terre homogène, elle est concluante; avec une terre d'origine glaciaire, elle diffère pour chaque échantillon prélevé : pour les barrages à remplissage hydraulique, cette analyse est essentielle.

M. BINNIE parle ensuite de la protection contre les renards : ce n'est pas tellement une question de nature de terre, mais surtout une question de main-d'œuvre, de précautions prises contre l'infiltration, et d'usage d'un noyau imperméable.

Après un échange de vues, auquel prennent part MM. Terzaghi,

Smrcek, Gruner, Renaud, Genthial, il est décidé de se conformer à la résolution prise le matin par la Réunion Exécutive, c'est-à-dire de nommer une Commission, chargée de présenter à la séance de la semaine prochaine, à Trollhättan, un projet de Conclusions sur la question 2a. Cette Commission comprend MM. Frontard, président, Fellenius, Gilboy, Terzaghi.

Séance du 6 Juillet, à Trollhättan.

Avant de donner la parole aux orateurs inscrits, M. le Président la donne à M. Insulander qui va quitter Trollhättan incessamment.

M. INSULANDER signale que M. Nils Westerberg, Ing. des Ponts et Chaussées Suédois, avait démontré, en 1921, que la courbe de glissement des terres était une cycloïde.

M. FRONTARD fait observer que ses calculs, qui ont fait l'objet d'une Communication à l'Académie des Sciences en 1924, datent de 1910.

M. Frontard lit les conclusions proposées par la Commission. Elles sont adoptées à l'unanimité de 30 votants.

Les conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission, siégeant le même jour à Trollhättan.

ABSTRACT

Session held June 30th at Stockholm

Mr. BINNIE, Chairman of the Session, called upon Mr. Terzaghi, General Reporter of Question 2*a*), to speak.

Professor TERZAGHI first showed the causes of the great difference existing between the values of the critical height obtained according as to whether the Swedish method or the Frontard method were adopted, and he had come to the following conclusions :

— The comparatively poor values obtained by the Frontard method were due to the fact that in the computations leading up to the Frontard formula, it had been impossible to take into account the condition of equality between the forces that set up creeping and the forces that oppose it. Mr. Frontard has not pointed out the fact in his report. Mr. Terzaghi mentioned that a creep in conformity with the Frontard curve could only exist if the shearing resistance, when the creep showed itself, were less than 30 to 50 % of the shearing resistance that existed when the materials were undisturbed. In a case where this decrease could be ascertained by technical tests, account may be taken of it as well in the computation process based on the Swedish method by decreasing the resistance to shearing. In this case, the Swedish method gives values that are 20 to 35 % less than those obtained by the Frontard method, but if the decrease thus ascertained by tests is less than that demanded by the Frontard theory, we are obliged to admit that the creep cannot be made by following the Frontard curve, so that for reckoning the critical height, we have none other than the Swedish method available. In computing the critical height, by the Swedish process, the shearing resistance of the earth must be made equal to the shearing resistance ascertained by means of tests.

Dealing with this point, Mr. Terzaghi described briefly the differences of opinion existing between Messrs Frontard et Fellenius. The discussion of the relative value of the coefficients enumerated in the general report and classified in Categories I to IV, led to the following result : the importance of the values comprised in Group I is

unquestionable; the values of the coefficients comprised in Groups II and III depend on the existence of statistical relations between the coefficients of these groups and the values of Group I. The smaller the margin possessed by this kind of statistic, the greater its value from the practical point of view. Up till now the results of observations on the statistical ratios between the coefficients of earth shearing, on the one hand, and the Atterberg consistency limits, the clay content and normal consistency, on the other hand, show an entirely different disposition. The data available are not yet sufficient to enable a conclusive judgment to be brought to bear on this question. Mr. Terzaghi proposed to continue systematically corresponding research work on soils affording the widest possible differences. With regard to the values of Groupe IV, the exchange of views in which Messrs Seifert, Fiedler and Terzaghi took part, did not lead to any essential datum that would enable the practical conclusions to be perceived that could be drawn from the coefficients of this group.

Mr. FRONTARD pointed out that his mathematical researches had so far only been published in the proceedings of the Académie des Sciences Française, which were of necessity very brief, and requested that confidence be placed in his formulae until such time as they were published in detail.

Owing to the complex nature of the question, so admirably emphasised by Mr. Terzaghi, he thought that this question of methods for measuring stability might subsequently become the object of a principal question to be put at the Congress.

Mr. FRONTARD apologized for not having mentioned in his report the magnificent research work carried out by Mr. Terzaghi over a period of several years in his laboratory in Vienna, and not yet published; since that time he had visited this laboratory and desired to express his entire admiration.

Mr. FELLENIUS said that, in his report, he had only touched lightly on questions of computation because Question 2 a) appeared to him to deal solely with experimental methods of research. The details given by Mr. Terzaghi enabled him to note with pleasure that the results of Swedish research work are sufficiently in agreement with those obtained in other countries, and that the Swedish engineers are consequently on the right track; he added that the Swedish methods could be quite well applied in the most complicated cases.

Mr. SMRCEK wished that the study anticipated by Question 2 a)

could be extended to the adaptation of the different earthy materials that are to be found in practice, to the different types of dam and their employment in one and the same dam. He quoted examples, in this connection, of the diversity of the materials used in Czechoslovakian dams and the measures adopted in different cases.

The CHAIRMAN reminded the speakers that one of the questions to which the attention of the Congress had been drawn was that of the practical value of mechanical analysis.

Mr. SEIFERT pointed out, as following on to Mr. Terzaghi's general report, the work carried out by the Office for Hydraulic Research and Naval Construction, Berlin, on the relation between the granulometric composition of earths and the resistance to shearing, as well as on the decomposition that had been made of the latter property between resistance to friction and cohesion.

This law of the augmentation of friction and decrease of cohesion, as function of the increase of the dimensions of the grains of the earthy materials, could be shown by a system of rectangular coordinates.

In spite of its somewhat arbitrary determination, the coefficient of plasticity affords a useful and practical means for the speedy estimation of the suitability of an earth for the construction of a dam.

An exchange of views took place between Messrs Seifert and Terzaghi on the distinction to be made between resistance to friction and cohesion, and in particular on the time required for experimentally determining the characteristics of a given earth, from this point of view.

Mr. PAGLIARO described the lines taken at present in Italy for the construction of earth dams. In the first place, the degree of permeability, clay content, and degree of compactness are examined. If the tests are satisfactory, a second category of researches is then made on: the creep coefficient, cohesion, shrinkage, mechanical analysis, etc... If, on the other hand, the tests of the first category are not satisfactory, it is advisable to reject the earth in question, choose another, or examine mixtures of several soils. In a general way, the good results of the first category are sufficient to permit of the earth in question being passed as suitable for the construction.

Mr. TERZAGHI wished to elicit explanations from some of the Reporters. In particular, he asked Mr. Fiedler what conclusions he

had drawn from his research work on the capacities of absorption of water and air of the earth, on its lime content.

Mr. FIEDLER replied that, according to his own experiments, there is a certain relation between the lime content and the capacities of absorption of the earth of water and air.

Mr. TERZAGHI regretted that no precise figure was given on this question of lime content, although one had gone so far as to state that the combination of the content of large elements and lime content constitute a criterion of the danger of creeps.

The stability of an embankment depends simply, in nature, on the section of the embankment and the resistance to shearing, and the lime content has no effect on the stability conditions unless it exercises its influence on this resistance. In any case, from the quantitative point of view, it is indispensable to mention the number and types of soils on which tests have been carried out. In short, apart from the coefficients of friction and cohesion, and that of permeability (Group I) all the other properties have no practical value at present; those of Groups II and III will only be of practical value when the statistics are sufficient to give exact figures enabling positive relations to be established between these properties and capital technical data; those of Group IV will never give results.

Mr. TERZAGHI stated that Professor Smreek's remarks with regard to the making up of a dam of various layers were very interesting, but did not come into the question under consideration; it would be desirable to make this question the object of a special paper at the next Congress.

The CHAIRMAN (Mr. BINNIE) made some remarks on the following points :

In the first place : What is the practical value of mechanical analysis ?

In his opinion, this value depends on the geological value of the earth under consideration : with a homogeneous soil, it is conclusive; with a soil of glacial origin, it differs with each sample taken : for hydraulically filled dams, this analysis is essential.

Mr. BINNIE then spoke of protection against the piping which is not so much a question of the nature of the soil, but above all a question of workmanship, precautions taken against seepage, and the employment of an impermeable core.

After an exchange of views in which Messrs Terzaghi, Smrcek, Gruner, Renaud and Genhial took part, it was decided to conform to the resolution taken by the Executive Meeting that morning, viz., to appoint a Commission, which should present, at the Session to be held at Trollhattan next week, a draft of Conclusions on Question 2a. This Commission consisted of Messrs Frontard (Chairman), Feltenius, Gilboy, Terzaghi.

Session held July 6th, at Trollhattan

Before calling upon the speakers mentioned on the programme, the Chairman requested Mr. Insulander to speak, as he was obliged to leave Trollhattan directly.

Mr. INSULANDER pointed out that Mr. Nils Westerberg, Swedish civil engineer, had shown, in 1921, that the curve of soil creeps was a cycloid.

Mr. FRONTARD mentioned that his computations, which had been the object of a Communication to the Académie des Sciences in 1924, dated from 1910.

Mr. Frontard read the conclusions proposed by the Commission. They were carried unanimously by the 30 voters present.

The conclusions passed by the Congress have been approved and made executory by the Executive Meeting of the Commission held on the same day at Trollhattan.

ZUSAMMENFASSUNG

Sitzung am 30. Juni in Stockholm

Herr BINNIE, Vorsitzender der Sitzung, erteilt das Wort dem Generalberichtersteller der Frage 2a), Herrn Terzaghi.

Der Referent, Prof. Terzaghi, erörtert zunächst die Ursachen des grossen Unterschiedes zwischen den nach der schwedischen und der Frontard'schen Methode ermittelten Werten der kritischen Höhe und kommt zu folgenden Schluss: Die niedrigen, vom Frontard'schen Verfahren gelieferten Werte beruhen auf dem Umstand, dass bei der Ableitung der Frontard'schen Formel die Bedingung der Gleichheit der zur Gleitung drängenden und der einer Gleitung widerstehenden Kräfte keine Berücksichtigung erfahren konnte. Dieser Umstand wird im Bericht des Herrn Frontard nicht erwähnt. Er bewirkt dass eine Gleitung nach der Frontard'schen Kurve nur dann stattfinden kann, wenn der Scherwiderstand beim Eintreten der Gleitung um einen Betrag von 30 bis 50 % des Scherwiderstandes der Ruhe abnimmt. Falls sich eine solche Abnahme versuchstechnisch feststellen lässt, so kann man sie auch bei der schwedischen Methode durch Einführung des herabgeminderten Scherwiderstandes in das Rechen-Verfahren berücksichtigen. In diesem Fall liefert die schwedische Methode Werte, die um 20 bis 35 % kleiner sind als die Frontard'schen. Wenn hingegen die versuchstechnisch festgestellte Abnahme kleiner ist als die von der Frontard'schen Theorie geforderte, so sind wir zu der Annahme genötigt, dass die Gleitung nach der Frontard'schen Kurve überhaupt nicht zustandekommen kann und haben dann für die Beurteilung der kritischen Höhe überhaupt keine andere Methode zur Verfügung als die schwedische. Bei der Berechnung der kritischen Höhe nach dem schwedischen Verfahren wäre der Scherwiderstand des Bodens dem im Versuchsweg ermittelten Scherwiderstand der Bewegung gleichzusetzen. Die diesbezüglichen Meinungsdivergenzen zwischen den Herren Frontard und Fellenius wurden kurz erörtert.

Die Besprechung des relativen Wertes der in den Gruppen I bis IV des Generalberichtes aufgezählten Bodenkennwerte führte zu folgendem Ergebnis: Die Bedeutung der Ziffernwerte der Gruppe I

ist unbestritten. Der Wert der Bodenkonstanten der Gruppen II und III beruht auf dem Vorhandensein statistischer Beziehungen zwischen den Bodenkonstanten dieser Gruppen und den Werten der Gruppe I. Je geringer die Streuung, mit der eine solche statistische Beziehung behaftet ist, desto wertvoller ist sie in praktischer Hinsicht. Bisher liegen die Ergebnisse von Beobachtungen über die statistische Beziehung zwischen den Scher-Beiwerten der Böden einerseits und den Alterberg'schen Konsistenzgrenzen, dem Tongehalt und der Normalkonsistenz andererseits vor. Die verfügbaren Daten sind aber noch nicht hinreichend, um ein abschliessendes Urteil über diesen Gegenstand zu gestatten. Es wurde angeregt, die einschlägigen Untersuchungen mit möglichst verschiedenartigen Bodenmaterialien systematisch fortzusetzen. Betreffend der Werte der Gruppe IV lieferte die Wechsrede keinerlei greifbare Anhaltspunkte zur Beurteilung der praktischen Schlussfolgerungen, die man aus den Bodenkonstanten dieser Gruppe ziehen kann. An der Wechsrede über die Bodenkonstanten beteiligten sich die Herren Seifert, Fiedler und Terzaghi.

Herr FRONTARD weist darauf hin, dass seine mathematischen Untersuchungen bisher nur in den Berichten der Académie des Sciences Françaises, notwendigerweise stark zusammengedrängt, veröffentlicht worden sind; er bittet dass man seinen Formeln bis zu ihrer demnächstigen vollständigen Veröffentlichung Vertrauen entgegenbringt.

Im Hinblick auf die Schwierigkeit dieser Frage, die Herr Terzaghi so ausgezeichnet unterstrichen hat, ist er der Meinung, dass man die Methoden der Standsicherheitsmessung auf einem späteren Kongress als Hauptthema behandeln sollte.

Herr Frontard entschuldigt sich, dass er in seinem Bericht nicht die von Herrn Terzaghi in dessen Wiener Laboratorium seit mehreren Jahren vorgenommenen schönen Untersuchungen erwähnt hat; er hat inzwischen dieses Laboratorium besichtigt und kann nur seine Bewunderung ausdrücken.

Herr FELLENIUS erwähnt, dass er in seinem Bericht deshalb sehr wenig über Berechnungsfragen gebracht hat, weil ihm die Frage 2a) nur die Untersuchungsmethoden experimenteller Natur zu berühren schien. Die von Herrn Terzaghi mitgeteilten Einzelheiten lassen ihn mit Befriedigung feststellen, dass die Ergebnisse schwedischer Untersuchungen mit den in andern Ländern erzielten genügend übereinstimmen, und dass sich demzufolge die schwedischen Ingenieure

auf dem richtigen Wege befinden. Er fügt hinzu, dass die schwedischen Methoden sich bei schwierigeren Fällen sehr gut anwenden lassen.

Herr SMRČEK begrüsst es, dass man die in Frage 2a) vorgesehne Forschung, betreffend die Anpassung der verschiedenen, in der Praxis vorkommenden Erdmaterialien an die verschiedenen Arten von Talsperren und ihre Anwendung an ein und derselben Talsperre, erweitern will. Er zeigt, von diesem Gesichtspunkt ausgehend, an Beispielen die Mannigfaltigkeit der bei tschecho-slowakischen Talsperren verwandten Materialien und deren Anwendung in den verschiedenen Fällen.

Der VORSITZENDE erinnert die Redner daran, dass sich die ganz besondere Aufmerksamkeit des Kongresses auf die Frage des praktischen Wertes der mechanischen Analyse richten sollte.

Herr SEIFERT verweist im Anschluss an den Generalbericht von v. Terzaghi auf die Untersuchungen der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau über die Abhängigkeit des Scherwiderstandes von der Kornzusammensetzung der Böden und die dabei vorgenommene Aufteilung der Scherfestigkeit in Reibungswiderstand und Haftfestigkeit.

Diese Gesetzmässigkeit der Zunahme der Reibung und Abnahme der Haftfestigkeit mit gröber werdenden Korn lässt sich in Dreieckskoordinaten darstellen.

Die Plastizitätsziffer wird trotz ihrer etwas willkürlichen Festsetzung als brauchbares Hilfsmittel zur raschen Beurteilung der Böden im Baubetriebe angesprochen.

Herr PAGLIARO erläutert die gegenwärtig in Italien beim Bau von Erddämmen verfolgten Richtlinien: man erforscht zuerst den Durchlässigkeitsgrad, den Tongehalt und den Dichtigkeitsgrad; fallen diese Untersuchungen zufriedenstellend aus, so geht man zu einer zweiten Art von Untersuchungen über, bei der man den Koeffizienten des Gleitwiderstandes, der Kohäsion, des Schwindens, die mechanische Analyse usw. erforscht. Wenn jedoch die erstgenannten Untersuchungen nicht zufriedenstellend ausfallen, so ist es angebracht, die in Frage kommende Erdsorte auszuschalten, eine andere zu wählen oder die Mischungen mehrerer anderer zu erforschen. Im allgemeinen genügen die guten Ergebnisse der erstgenannten Untersuchungen, um die betreffende Erdsorte als zum Bau geeignet zu erklären.

Herr TERZAGHI wünscht einige Erläuterungen von gewissen

Berichterstellern ; insbesondere befragt er Herrn Fiedler, welche Schlussfolgerungen dieser aus seinen Untersuchungen über das Mass, in welchem eine Erdsorte Wasser und Luft aufsaugen kann, sowie über ihren Kalkgehalt gezogen hat.

Herr FIEDLER antwortet, dass nach seinen eigenen Erfahrungen ein gewisser Zusammenhang zwischen dem Kalkgehalt und den Fähigkeiten der Erdsorte, Wasser und Luft aufzusaugen, besteht.

Herr TERZAGHI bedauert, dass man über die Frage des Kalkgehaltes keine genauen Ziffern angibt, obwohl man soweit gegangen ist, zuzugeben, dass die Verbindung des Gehalts an groben Grundstoffen und des Kalkgehaltes einen Gefahrenpunkt für die Gleitbewegung darstellt. Die Standsicherheit einer Böschung hängt in der Natur einfach von dem Querschnitt der Böschung und von der Scherfestigkeit ab; der Kalkgehalt tritt bei den Standsicherheitsbedingungen nur insofern in Erscheinung, als er seinen Einfluss auf diesen Widerstand ausübt. Auf jeden Fall ist, vom quantitativen Standpunkt aus gesehen, eine Angabe darüber unentbehrlich, auf wieviele und auf welche Erdsorten die Versuche sich erstreckt haben. Kurz gesagt, abgesehen von den Reibungs- und Kohäsions- und dem Durchlässigkeitskoeffizienten (Gruppe I) haben alle andern Eigenschaften keinen wirklichen praktischen Wert; diejenigen der Gruppen II und III werden einen solchen nur haben, wenn die Statistiken vollkommen genug sein werden, um genaue Ziffern zu geben, aus denen man bestimmte Zusammenhänge zwischen diesen Eigenschaften und den technischen Hauptgrössen herleiten kann. Diejenigen der Gruppe IV werden niemals Ergebnisse erzielen.

Herr Terzaghi weist darauf hin, dass die Betrachtungen von Herrn prof. Smrcek über die Einteilung einer Talsperre in verschiedene Schichten sehr interessant sind, dass sie aber nicht zu der gerade behandelten Frage gehören. Es wäre sehr wünschenswert, wenn diese Frage Verhandlungsgegenstand eines der nächsten Kongresse würde.

Der Vorsitzende (Herr Binnie) legt einige Beobachtungen über folgende Punkte vor :

Zuerst : Welches ist der praktische Wert der mechanischen Analyse ?

Nach seiner Ansicht hängt dieser Wert vom geologischen Wert der betrachteten Erdsorte ab. Bei einer gleichartigen Erdsorte ist sie beweiskräftig; bei einer aus der Eiszeit stammenden Erdsorte weicht

sie bei jeder Probenahme ab; bei den Talsperren hydraulisch r Bodenablagerung ist diese Analyse besonders wichtig.

Herr BINNIE spricht darauf über den Schutz gegen Durchsickerung in Spalten oder Rützen, welcher nicht so sehr eine Frage der Natur der Erdsorte, sondern eine Frage des Herstellungsverfahrens, der Schutzmassnahmen gegen Durchsickerung und der Anwendung eines undurchlässigen Kernes ist.

Nach einem Meinungsaustausch zwischen den Herren Terzaghi, Srmcek, Gruner, Renaud, Genthial wird beschlossen, sich auf den heute morgen in der Ausschusssitzung gefassten Beschluss zu einigen, nämlich einen Ausschuss zu ernennen, welcher damit beauftragt wird, der nächste Woche in Trollhällan stattfindenden Sitzung einen Vorschlag für die Beschlüsse zur Frage 2 a) zu unterbreiten. Dieser Ausschuss besteht aus den Herren Frontard (Vorsitzender), Fellenius, Gilboy und Terzaghi.

Sitzung am 6. Juli in Trollhällan

Nachdem den eingeschriebenen Rednern das Wort erteilt ist, gibt der Vorsitzende Herrn Insulander, der unverzüglich Trollhällan verlassen muss, das Wort.

Herr INSULANDER teilt mit, dass Herr Nils Westerberg, schwedischer Brücken- und Strassenbauingenieur, im Jahre 1921 bewiesen hat, dass die Kurve der Gleitbewegungen der Erdsorten in Form einer Zykloide verläuft.

Herr FRONTARD weist darauf hin, dass seine Berechnungen, welche Gegenstand einer Veröffentlichung der Académie des Sciences im Jahre 1924 waren, aus dem Jahre 1910 stammen.

Herr FRONTARD verliest die von der Kommission vorgeschlagenen Beschlüsse; diese werden einstimmig mit 30 Stimmen angenommen.

METHODES DE RECHERCHES PERMETTANT DE RECONNAITRE SI UN MATERIAU DONNE EST APTE A ETRE EMPLOYE POUR LA CONSTRUCTION D'UN BARRAGE EN TERRE

CONCLUSIONS

I. — Le Congrès demande qu'au cours de ses sessions ultérieures les questions concernant les calculs de stabilité des barrages en terre fassent l'objet de discussions spéciales.

II. — En présence de la diversité des méthodes d'essai pratiquées par les différents expérimentateurs, et jugeant désirable une unification de celles-ci, le Congrès recommande que l'édification de tout nouveau barrage en terre soit précédée de l'exécution systématique de ces essais ci-après :

a) En tant que caractéristiques fondamentales régissant directement la stabilité d'ensemble des ouvrages :

1) Détermination de la résistance au glissement (cohésion et angle de frottement interne).

2) Perméabilité.

3) Compressibilité.

b) En tant que caractéristiques usuelles, dont la connaissance est encore indispensable en vue de la saine exécution des ouvrages :

4) Poids spécifique de la matière sèche.

5) Proportion d'eau de la terre humide.

6) Composition granulométrique.

c) En tant que caractéristiques à vrai dire secondaires, mais dont la détermination paraît encore offrir un intérêt en raison des appréciations statistiques auxquelles leur connaissance peut donner lieu :

7) Consistance standard.

8) Limites d'Atterberg.

Un commentaire établi par le Comité de rédaction est annexé au présent vœu pour servir de guide aux expérimentateurs.

III. — En vue d'obtenir tout le fruit désirable de l'observation des ouvrages existants, le Congrès émet le vœu que les terres compo-

sant ceux-ci soient soumises, tout au moins pour les plus importants ou les plus typiques d'entre eux, à une expérimentation systématique conçue suivant les méthodes fixées par le vœu précédent, et portant sur de nombreux échantillons prélevés à diverses profondeurs dans le corps de chaque barrage, les précautions utiles étant prises dans chaque cas en vue d'éviter toute détérioration de la matière.

En particulier tous les barrages en terre d'une hauteur supérieure à 15 mètres devront être compris dans cette investigation.

IV. — Le Congrès émet le vœu que les études géotechniques des sols de fondation, comportant également des prélèvements sans détérioration de la matière, fassent l'objet de discussions spéciales au cours des prochaines sessions.

V. — Constatant l'intérêt d'une étude approfondie des variations des pressions piézométriques existant à l'intérieur des barrages en terre en fonction soit du temps, soit des variations de niveau de la retenue d'amont, le Congrès émet le vœu que les plus importants des ouvrages appelés à être construits au cours des prochaines années soient munis d'une série de dispositifs manométriques, mis en place au fur et à mesure de la montée des remblais, en des points judicieusement choisis au sein de ceux-ci, et reliés soit électriquement soit par tout autre procédé à des organes de lecture extérieurs permettant de prendre ultérieurement connaissance à tout moment des pressions hydrostatiques intérieures, lors des alternatives de remplissage et de vidange du réservoir.

*Commentaires concernant la recommandation II des Conclusions
de la question 2a)*

La détermination des divers coefficients caractéristiques des terres entrant dans la composition des barrages sera effectuée, autant que possible, suivant les directives ci-après :

Essais principaux

1) *Cohésion et angle de frottement.*

La connaissance de ces coefficients est destinée à servir de base aux calculs de stabilité.

Les essais seront effectués soit pour une teneur en eau constante de l'échantillon, soit pour la teneur en eau variable correspondant à la compression subie par l'échantillon.

Les appareils à utiliser ne sont pas encore susceptibles d'unification. A titre indicatif, le Congrès préconise la généralisation des appareils où la rupture de l'éprouvette est obtenue par l'action combinée d'un effort longitudinal et d'une pression périmétrale.

Chaque expérience devra être poussée au-delà de la phase de rupture, en vue de la détermination, à titre subsidiaire, de la cohésion et de l'angle de frottement réduits applicables aux deux faces en cours de glissement suivant les surfaces de rupture.

2) *Coefficient de perméabilité.*

La connaissance de ce coefficient permet d'apprécier l'étanchéité du barrage.

Les expériences seront conduites de façon à éviter la formation d'une pellicule superficielle, ainsi que la production de courants d'eau parasites longeant les parois de l'appareil.

L'eau employée devra être préservée de tout dégagement des gaz inclus, par un séjour préalable à l'air libre, et portée, en outre, à une température quelque peu supérieure à celle de l'échantillon à expérimenter.

3) *Compressibilité.*

L'essai sera effectué dans un appareil capable de supporter sans déformation les contraintes latérales résultant de la compression longitudinale exercée sur l'échantillon. Cet appareil sera pourvu d'un dispositif de drainage recueillant l'eau exsudée par la terre pendant la compression de celle-ci.

4) *Poids spécifique de la terre sèche.*

Pourra être déterminé, notamment à l'aide du picnomètre.

Pendant l'essai au picnomètre, l'air devra être éliminé par ébullition préalable du mélange d'eau et de terre.

5) *Proportion d'eau contenue dans la terre humide.*

Cette proportion d'eau sera mesurée par le rapport du poids d'eau au poids de matière sèche.

6) *Composition granulométrique de la terre.*

La connaissance de cette composition permet des interprétations variées.

Il est permis de pressentir notamment les possibilités suivantes :

a) relation entre l'uniformité des grains et la tendance au glissement;

b) relation entre le pourcentage des particules de dimensions inférieures à 0,006 mm ou 0,002 mm et l'angle de frottement interne.

Le fractionnement à adopter fera l'objet d'une étude ultérieure.

7) *Consistance standard.*

Une relation paraît exister entre la pénétration du cône adopté dans ces essais et la résistance de la terre au glissement.

Il sera fait usage des méthodes établies par la Commission Géotechnique suédoise.

8) *Limites d'Atterberg.*

Ces coefficients paraissent intéressants en raison de la relation qui peut exister entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne. D'autre part, d'après Van Es, une relation définie existerait entre la différence des deux limites liquide et adhésive et la stabilité du matériau. Ces notions méritent d'être éclaircies par la continuation des essais.

RESEARCH METHODS SO AS TO ASCERTAIN WHETHER A GIVEN MATERIAL IS SUITABLE FOR BEING USED IN THE CONSTRUCTION OF AN EARTH DAM.

RESOLUTIONS

I. — The Congress requests that at a forthcoming session, questions concerning the calculation of the stability of earth dams be accorded special attention in the discussions.

II. — In consideration of the various types of soil tests used by different investigators, the Congress recommends that, in order to promote uniformity of results, the construction of new earth dams be preceded by systematic execution of the following tests :

a) Fundamental characteristics governing the stability of earth masses.

- 1) Shearing resistance (cohesion and internal friction).
- 2) Permeability.
- 3) Compressibility.

b) Routine tests, indispensable for proper construction.

- 4) Specific gravity of dry material.
- 5) Natural water content of soil.
- 6) Mechanical analysis.

c) Secondary tests, which appear to be of interest on account of the statistical relations which may be derived therefrom.

- 7) Standard consistency test.
- 8) Atterberg's Limits.

A series of comments upon these tests, prepared by the committee, is appended herewith as a guide to experimenters.

III. — In order to obtain as much information as possible from existing structures, the Congress recommends that systematic study of the soil composing existing earth dams, especially the more important ones, be undertaken, generally in accordance with the methods outlined above.

Such investigations should be made on samples secured in an undisturbed state from different points within the body of the dam.

In particular, all earth dams higher than 15 meters should be included in the investigation.

IV. — The Congress recommends that geotechnical studies on undisturbed samples of the soils supporting earth dams be made the object of discussion at the coming sessions.

V. — In view of the importance of studies upon the variations of hydraulic pressures within earth dams, as affected by time and by the variations in the reservoir level, the Congress recommends that the most important dams to be constructed within the next few years be provided with devices for measuring these pressures, placed during construction at points carefully selected within the body of the dam and connected, electrically or otherwise, to instruments which will permit of determining at any instant the intensity of internal hydraulic pressure, taking due account of the effect of filling and emptying the reservoir.

Remarks dealing with recommendation II

The determination of the various coefficients characterising the soils entering into the composition of dams will be carried out, as far as possible, along the following lines :

Principal tests

1) Cohesion and angle of friction.

The knowledge of these coefficients is intended to serve as the basis for stability computations.

The tests will be made either for a fixed content of water in the sample, or for a variable water content corresponding to the pressure to which the sample is submitted.

The appliances to be used are not yet capable of being unified. It should be mentioned that the Congress anticipates the generalization of appliances where the breakage of the test piece is secured by the combined action of a longitudinal strain and a perimetral pressure.

Each experiment should be carried beyond the breaking point, so as to determine in a subsidiary manner, the reduced cohesion and angle of friction applicable to both surfaces during slipping along the breakage surfaces.

2) *Coefficient of permeability.*

The knowledge of this coefficient will enable the watertightness of the dam to be ascertained.

Experiments should be carried out so as to avoid the formation of a surface film, as well as the production of parasite water currents along the walls of the appliance.

The water used should be prevented from giving off any included gases by being previously allowed to stand in the open air, and also raised to a temperature slightly higher than that of the sample undergoing test.

3) *Compressibility.*

The test should be carried out in an appliance capable of sustaining — without distortion — the lateral strains caused by the longitudinal compression applied to the sample. This appliance should be provided with a drainage device for collecting the water exuded by the earth during the compression of the latter.

4) *Specific weight of the dry earth.*

This can be determined more particularly by means of a piezometer.

During the piezometer test, the air should be driven off by previously boiling the mixture of water and earth.

5) *Proportion of water contained in damp earth.*

This proportion of water would be measured by the ratio of the weight of water to the weight of dry matter.

6) *Granulometric composition of the earth.*

The knowledge of this composition enables varied interpretations to be obtained.

It enables the following possibilities to be more especially ascertained :

a) the relation between the uniformity of the grains and the tendency towards slipping.

b) the relation between the percentage of the particles of dimensions smaller than 0,006 mm or 0,002 mm and the angle of internal friction.

The division into fractions to be adopted will be a subject for future examination.

7) *Standard consistency.*

There appears to be some relation existing between the penetration of the cone adopted in these tests and the resistance of the earth to slipping.

The methods established by the Swedish Geotechnical Commission will be employed.

8) *Atterberg limits.*

These coefficients appear to be of interest owing to the relation that may exist between the plasticity index and the angle of internal friction. Moreover, according to Van Es, there seems to be a definite relation between the difference of the two liquid and adhesive limits and the stability of the materials. These ideas are worth elucidation by means of further tests.

UNTERSUCHUNGSMETHODEN, UM FESTZUSTELLEN OB SICH
EIN GEGEBENES BAUMATERIAL FÜR DEN BAU EINES
ERDDAMMES EIGNET.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

I. — Der Kongress fordert, dass in seinen kommenden Sitzungen die Fragen betreffend die Berechnung der Standsicherheit der Erddämme den Gegenstand besonderer Besprechungen bilde.

II. — Der Kongress empfiehlt mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der von den einzelnen Forschern angewandten Versuchsmethoden und weil eine Vereinheitlichung derselben wünschenswert ist, dass der Ausführung eines neuen Erddammes die folgenden systematischen Versuche vorangehen :

a) Betreffend die grundlegenden Eigenschaften welche unmittelbar bedeutungsvoll für die Standsicherheit des Gesamtbauwerkes sind :

1) Bestimmung des Gleitwiderstandes (Kohäsion und Reiwert der inneren Reibung).

2) Durchlässigkeit.

3) Zusammendrückbarkeit.

b) Betreffend die gebräuchlichen Kennziffern, deren Kenntnis noch für eine geeignete Ausführung der Bauwerke notwendig ist.

4) Einheitsgewicht des trockenen Materiales.

5) Wassergehalt.

6) Kornzusammensetzung.

c) Betreffend die charakteristischen Verhältnisse, die obwohl nur in zweiter Linie in Betracht kommen, aber deren Bestimmung doch ein Interesse infolge der statistischen Anschaulichkeit, wozu die Kenntnis derselben Veranlassung geben kann, bietet :

7) Normalkonsistenz.

8) Grenzen nach Atterberg.

Ein vom Redaktionskomitee ausgearbeitetes Kommentar ist diesem Vorschlage angegliedert, um den Forschern als Richtlinie zu dienen,

III. — Um alle die gewünschten Ergebnisse der Beobachtungen an bestehenden Anlagen zu erhalten, spricht der Kongress den Wunsch aus, das die dort verwendeten Bodenmaterialien, und zwar wenigstens die wichtigsten und typischsten unter ihnen, einer systematischen Untersuchung nach den vorher angegebenen Methoden unterzogen werden. Es sollen möglichst viele und aus verschiedenen Tiefen des Dammkörpers entnommene Proben untersucht und dabei besondere Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden, um jede Störung des Materiales dieser Proben zu verhindern.

Im besonderen müssen alle Erddämme, die eine Höhe von mehr als 15 m aufweisen, in diese Untersuchungen einbezogen werden.

IV. — Der Kongress spricht den Wunsch aus, dass die geotechnischen Studien über das Grundmaterial, einschliesslich der Frage über die Entnahme ungestörter Proben, ebenfalls den Gegenstand besonderer Besprechungen in den kommenden Sitzungen bilde.

V. — Der Kongress spricht auf Grund des Interesses für ein weitgehendes Studium über die Veränderungen des piezometrischen Druckes im Inneren von Erddämmen — mit der Zeit oder mit dem Oberwasserstand — den Wunsch aus, dass die wichtigsten Anlagen, die während der nächsten Jahre ausgeführt werden, mit einer Reihe von Druckmessungsanordnungen ausgestattet werden. Die Aufstellung dieser Messrichtungen hat nach Massgabe des Fortschrittes der Aufschüttung in geeignet gewählten Punkten zu erfolgen und ist deren Verbindung mit den aussen aufgestellten Ableseapparaten entweder auf elektrischen oder anderem Wege vorzunehmen, so dass man in jedem Zeitpunkt genaue Kenntnis von dem hydrostatischen Innen-Drucke beim Füllen und Entleeren des Staubeckens bekommen kann.

Erläuterungen betreffs empfehlung II

Die Bestimmung der verschiedenen charakteristischen Koeffizienten der Bodenarten, welche in der Zusammensetzung der Dämme enthalten sind, wird soweit als möglich nach den folgenden Richtlinien vorgenommen :

Haupt-Versuche

1) Kohäsion und Reibungswinkel.

Die Kenntnis dieser Koeffizienten ist dazu bestimmt, als Grundlage für die Berechnung der Standfähigkeit zu dienen.

Die Versuche werden entweder für einen Konstanten oder für einen veränderlichen Wassergehalt des Probestücks ausgeführt, entsprechend der Zusammendrückung, die das Probestück erleidet.

Die zu benutzenden Apparate sind einer Vereinheitlichung noch nicht fähig. Der Kongress empfiehlt als Richtlinie die allgemeine Verbreitung derjenigen Apparate, bei denen der Bruch des Probestückes durch die kombinierte Wirkung einer in der Längsrichtung wirkenden Kraft und eines am Umfang wirkenden Druckes erzielt wird.

Jeder Versuch muss über die Bruchgrenze hinaus durchgeführt werden mit Rücksicht auf die hilfswise Bestimmung der Kohäsion und des Reibungswinkels, anwendbar auf beiden Seiten im Lauf des Gleitens längs der Bruchflächen.

2) *Durchdringlichkeits-Koeffizient (Permeabilität)*

Die Kenntnis dieses Koeffizienten gestattet, die Wasserdichtheit des Dammes zu beurteilen.

Die Versuche werden in der Weise durchgeführt werden, dass die Bildung eines Oberflächenhäutchens ebenso wie die Erzeugung von zusätzlichen (lästigen) Wasserströmungen längs der Apparatwände vermieden wird.

Das benutzte Wasser muss vor einem Entweichen der eingeschlossenen Gase geschützt werden durch einen vorhergehenden Aufenthalt im freier Luft und es muss ausserdem auf eine Temperatur gebracht werden, welche ein wenig höher als diejenige des zu untersuchenden Probestückes ist.

3) *Zusammendrückbarkeit.*

Der Versuch wird in einem Apparat vorgenommen, welcher fähig ist, ohne Formänderung die seitlichen Spannungen auszuhalten, welche durch die auf das Probestück ausgeübte Längsdrückspannung verursacht werden. Dieser Apparat wird mit einer Entwässerungsvorrichtung versehen, welche das von der Erde während ihrer Verdichtung ausgeschwitzte Wasser sammelt.

4) *Spezifisches Gewicht der trockenen Erde.*

Dieser kann insbesondere mit dem Piknometer bestimmt werden.

Während des Piknometer-Versuche muss die Luft durch vorheriges Kochen des Wasser-Erdgemisches entfernt werden.

5) *Verhältnis des in der feuchten Erde vorhandenen Wassers.*

Dieses Verhältnis wird durch die Beziehung des Wassergewichts zum Gewicht des trockenen Materials gemessen.

6) *Granulometrische (Messung der Korngrösse) Zusammensetzung der Erde.*

Die Kenntnis dieser Zusammensetzung erlaubt verschiedenen Ausdeutungen.

Man darf insbesondere die folgenden Möglichkeiten vermuten :

a) Beziehung zwischen der Gleichförmigkeit der Körner und ihrem Bestreben zu rutschen.

b) Beziehung zwischen dem Prozentsatz der Teilchen mit Admessungen unterhalb 0,006 mm oder 0,002 mm und dem inneren Reibungswinkel.

Das anzunehmende Verhältnis wird Gegenstand einer späteren Untersuchung sein.

7) *Standard-Festigkeit.*

Es scheint eine Beziehung zwischen dem Eindringen des bei diesen Versuchen zu Grunde gelegten Kegels und dem Widerstand der Erde gegen Gleiten zu bestehen.

Man wird von den durch die schwedische geotechnische Kommission aufgestellten Methoden Gebrauch machen.

8) *Allerbergsche Grenzen.*

Diese Koeffizienten scheinen wegen der Beziehung interessant, welche zwischen dem Plastizitätsindex und dem inneren Reibungswinkel bestehen kann. Andererseits soll, nach van Es, eine bestimmte Beziehung zwischen der Fliess- und Klebgrenze einerseits, und der Stabilität (Festigkeit) des Materials andererseits bestehen. Diese Feststellungen verdienen, durch Fortsetzung der Versuche noch näher beleuchtet zu werden.

Die vom Kongress vorgelegten Anträge sind genehmigt und in Kraft gesetzt worden durch die Ausschuss-Sitzung der Kommission, die am gleichen Tage in Trollhättan tagte.

TABLE DES MATIÈRES

QUESTION 2 a)

METHODES DE RECHERCHES PERMETTANT DE RECONNAITRE SI UN
MATERIAU DONNE EST APTE A ETRE EMPLOYE POUR LA CONS-
TRUCTION D'UN BARRAGE EN TERRE.

Rapports	Page
N° 17. MM. SEIFERT (Allemagne)	5
18. TERZAGHI (Autriche). (Au sujet des essais des matériaux de cons- truction des barrages en terre)	69
19. MALTERRE (France). (Note sur l'emploi de sables granitiques pour la constitution de digues de réservoirs)	107
20. BINNIE (Grande-Bretagne)	115
21. VAN ES (Indes Néerlandaises). (Application de la méthode d'Atter- berg au choix du matériau d'un barrage en terre)	125
22. MOTOKI ONO (Japon). (Propriétés et caractéristiques des matériaux employés pour le barrage en terre de Yamaguchi)	135
23. FELLENIUS et JOHANSSON (Suède)	147
24. GRUNER et HAEFELI (Suisse)	165
25. SMRCEK (Tchécoslovaquie)	195
26. FIEDLER (Tchécoslovaquie)	213
27. ISBACH (U.R.S.S.)	231
28. FRONTARD (France)	251
29. DIETER (Hongrie)	277
Rapport Général M. TERZAGHI (Autriche) :	
Texte allemand	309
Texte anglais	317
Texte français	325
Compte-rendu in-extenso de la discussion :	
Réunion technique du 30 juin 1933, à Stockholm	343
Réunion technique du 6 juillet 1933, à Trollhättan	368
Résumé de la discussion :	
Texte français	376
Texte anglais	381
Texte allemand	386
Conclusions :	
Texte français	391
Texte anglais	395
Texte allemand	399

TABLE OF CONTENTS

QUESTION 2 a)

RESEARCH METHODS SO AS TO ASCERTAIN WHETHER A GIVEN MATERIAL IS SUITABLE FOR BEING USED IN THE CONSTRUCTION OF AN EARTH DAM.

Reports		Page
N. 17	MM. SEIFERT (Germany)	5
18	TERZAGHI (Austria). (Referring to tests of materials used for earth dams)	69
19	MALTERRE (France). (Note referring to the use of granitic sand for the construction of embankments with reservoirs)	107
20	BINNIE (Great Britain)	115
21	VAN ES (Dutch East Indies). (Appliance of the Atterberg's method for the selection of the material suitable for earth dams) ..	125
22	MOTOKI ONO (Japan). (Properties and characteristics of the materials used for Yamaguchi earth dam)	135
23	FELLENUS and JOHANSSON (Sweden)	147
24	GRUNER and HAEFELI (Switzerland)	165
25	SMRCEK (Czechoslovakia)	195
26	FIEDLER (Czechoslovakia)	213
27	ISBACH (U.R.S.S.)	231
28	FRONTARD (France)	251
29	DIETER (Hungary)	277
General report M. TERZAGHI (Austria) :		
	German text	309
	English text	317
	French text	325
Minutes of the meetings :		
	June 30th 1933, at Stockholm	343
	July 6th 1933, at Trollhättan	363
Abstract of the discussion :		
	French text	376
	English text	381
	German text	386
Conclusions :		
	French text	391
	English text	395
	German text	399

INHALTSVERZEICHNISS

FRAGE 2 a)

UNTERSUCHUNGSMETHODEN, UM FESTZUSTELLEN, OB SICH EIN GEGEBENES BAUMATERIAL FÜR DEN BAU EINES ERDDAMMES EIGNET.

Berichte :	
N. 17	MM. SEIFERT (Deutschland) 5
18	TERZAGHI (Oesterreich). (Die Prüfung von Baumaterialien für gewalzte Erddämme) 69
19	MALTERRE (Frankreich). (Anmerkung über die Verwendung von granitischen Sände in der Herstellung von Massivwehren) ... 107
20	BINNIE (Gross Britannien) 115
21	VAN ES (Niederländisch-Indien). (Das Untersuchungsverfahren über die Eignung von Boden-Arten für den Bau von Staudämmen mit Hilfe der Konsistenzwerte von Atterberg) 125
22	MOTOKI ONO (Japan). (Erddamm Yamaguchi) 135
23	FELLENIUS und JOHANSSON (Schweden) 147
24	GRÜNER und HAEFELI (Schweiz) 165
25	SMRCEK (Tschechoslovakei) 195
26	FIEDLER (Tschechoslovakei) 213
27	ISBACH (Russland) 231
28	FRONTARD (Frankreich) 251
29	DIETER (Ungarn) 277
General Bericht M. TERZAGHI (Oesterreich) :	
	Deutsche Auffassung 309
	Englische Auffassung 317
	Französische Auffassung 325
Ausführliche Besprechung :	
	Sitzung am 30 Juni 1933, in Stockholm 343
	Sitzung am 6 Juli 1933, in Trollhättan 368
Zusammenfassung :	
	Französische Auffassung 376
	Englische Auffassung 381
	Deutsche Auffassung 386
Schlussfolgerungen :	
	Französische Auffassung 391
	Englische Auffassung 395
	Deutsche Auffassung 399

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**