

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

1^{er} CONGRÈS

des

GRANDS BARRAGES

SCANDINAVIE JUIN-JUILLET 1933

VOLUME V

COMMUNICATIONS DIVERSES

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

Le premier Congrès des Grands Barrages

Juin-Juillet 1933

Le Congrès des Grands Barrages, qui s'est tenu du 28 juin au 8 juillet 1933, en Scandinavie, a été la première manifestation publique de la *Commission Internationale des Grands Barrages de la Conférence Mondiale de l'Énergie*.

À la suite de l'entente intervenue en 1930, au cours de la deuxième Réunion plénière de la Conférence Mondiale de l'Énergie, cette Conférence a reconnu l'autonomie du nouvel organisme. S'il était nécessaire d'en démontrer l'utilité au point de vue technique et scientifique, la lecture des Rapports, Discussions et Conclusions, qui constituent les quatre premiers volumes du présent ouvrage, y suffirait à elle seule.

La séance solennelle d'ouverture du Congrès s'est tenue à Stockholm, au Palais des Concerts, sous la présidence du Prince Héritier de Suède, en même temps que l'ouverture officielle de la Session spéciale de la Conférence Mondiale de l'Énergie.

M. G. Mercier, président de la Commission Internationale des Grands Barrages, a prononcé l'allocution suivante :

Monseigneur, Mesdames, Messieurs,

Après les éloquents discours qui ont été prononcés, à Copenhague d'abord, puis dans cette enceinte, par tant d'éminentes personnalités, j'éprouve quelque confusion à prendre à mon tour la parole devant les représentants des 37 nations ici réunis: ce sont en effet aujourd'hui les débuts de notre jeune association dans le monde; vous ne serez donc point surpris qu'elle se présente devant vous quelque peu timide et rougissante.

Mais, comme toute jeune fille à son premier bal, elle est ardemment désireuse de recueillir à cette occasion l'unanimité des suffra-

ges et d'accroître le nombre... je ne dirai pas de ses adorateurs... mais de ses adhérents.

Sans doute ne peut-elle pas espérer que vienne à elle, comme est venue à la Conférence Mondiale de l'Energie — dont elle est un peu, vous le savez, la fille adoptive, et sous l'égide de laquelle elle se trouve ici en ce jour — la presque totalité des nations du globe. Toutes peuvent et doivent s'intéresser aux problèmes, si vastes et si divers, qui se posent au sein de la Conférence; toutes ne sauraient participer à notre tâche, beaucoup plus limitée et plus précise.

Ainsi, et quelque regret que nous en éprouvions, surtout depuis hier, nous savons bien que le Danemark ne sera probablement jamais des nôtres; et pour cause puisque le plus haut sommet n'y dépasse guère 100 m. Nous y comptons, il est vrai, depuis hier aussi, de vrais amis et ceci nous console de cela.

Mais il est d'autres pays, et qui eux s'enorgueillissent et à juste titre de leurs cimes neigeuses et de leurs admirables équipements, et que nos sollicitations affectueuses et pressantes n'ont pas encore arrachés à leur splendide isolement. Au risque de voir mon insistance taxée d'indiscrétion, je leur adresse aujourd'hui un nouvel appel. Puisse-t-il, cette fois, renforcé par l'ensorcellement de la « sirène » de Copenhague et par les sourires de la « Reine de la Baltique », être entendu.

Au demeurant, le résultat déjà atteint par notre Commission, est assez satisfaisant pour que, malgré le regret que je viens de formuler, nous en puissions être légitimement fiers. Fondée en effet en juillet 1927, sous une forme assez peu régulière, je dois le reconnaître, notre Commission ne groupait à l'origine que les représentants — pleins de bonne volonté, et même de volonté tout court, mais nullement mandatés — de 4 pays. Elle compte aujourd'hui 21 nations, régulièrement adhérentes et elle va, dans quelques jours, examiner et discuter, sous la présidence des plus qualifiés spécialistes du monde entier, 47 rapports. L'ensemble de ses travaux représentera une documentation unique, à laquelle devront impérativement se référer à l'avenir tous ceux qui, à un titre quelconque, s'intéressent ou participent à la construction des grands barrages.

Dans cet effort de développement, nous avons été singulièrement aidés par le patronage qu'a bien voulu nous donner la Conférence Mondiale de l'Energie, à laquelle je suis heureux de renouveler aujourd'hui nos chaleureux remerciements.

C'est à ce patronage aussi que nous devons de tenir nos premiè-

res assises dans ce beau pays de Suède, si riche en énergies naturelles, que — toujours à l'avant garde, lorsqu'il s'agit de progrès scientifiques ou de progrès sociaux — il a su aménager dans des conditions qui font l'admiration du monde entier. L'accueil que nous y recevons aujourd'hui nous donne déjà un avant-goût des attentions dont nous allons être l'objet dans les jours qui vont suivre. Par avance, j'en exprime ici, à nos aimables hôtes, notre plus vive gratitude.

Et puisque le hasard, qui fait quelquefois bien les choses, et l'indulgente appréciation de mes collègues, ont voulu qu'à la Présidence de la Commission Internationale des Grands Barrages ait été appelé un Français, vous me permettez bien, sans que je manque pour cela à l'impartialité due à mes fonctions, de dire à nos amis Suédois toute ma joie d'être aujourd'hui, auprès d'eux, le porte-parole de notre Commission. Si en effet la Suède a su mériter l'estime et le respect universels, parce qu'elle s'est faite devant le monde le champion de la justice du droit et de la paix, je ne saurais oublier les liens particuliers qui l'attachent depuis si longtemps à ma patrie : l'Alliance de la France de Richelieu et de la Suède de Gustave Adolphe, le séjour parmi vous de notre grand Descartes, l'influence française à la fin du XVIII^e siècle, sous le règne du roi Gustave III. Moins encore, les manifestations récentes de la vieille amitié franco-suédoise, qui s'est traduite, ici, par la création de nombreuses sections de l'Alliance Française et, dans mon pays, par votre magnifique participation à la « Cité Universitaire » et par la création au lycée de Grenoble — centre de la houille blanche française — d'un cours destiné aux jeunes Suédois. Aussi suis-je tout particulièrement qualifié — si ce n'est par l'éloquence, du moins par le cœur — pour vous dire notre plus chaleureux merci.

J'en l'adresse tout d'abord, très respectueusement, à vous, Monseigneur, et je prie Votre Altesse de bien vouloir agréer l'expression de notre profonde et déférente gratitude pour l'insigne honneur qu'Elle nous a réservé en ouvrant personnellement notre premier Congrès. A ce témoignage de gratitude, je Lui demande de m'autoriser à joindre les vœux que nous formons tous pour la grandeur de Son Pays et pour le bonheur de l'Auguste Famille Royale.

Je l'adresse ensuite à Son Excellence le Dr. von Miller, président de la Conférence Mondiale de l'Énergie, dont la verte vieillesse fait notre admiration et à qui nous souhaitons d'apporter, longtemps encore, à ces réunions internationales, sa haute autorité, et à M. Dunlop, président du Comité Exécutif, dont l'action personnelle s'est si souvent exercée en notre faveur.

Je l'adresse enfin, et pour nos joies d'hier à nos amis danois, et pour nos joies d'après-demain à nos amis norvégiens, et plus encore, pour nos joies d'aujourd'hui et de demain, à nos amis suédois et en particulier au très distingué Président du Comité Suédois de la Conférence Mondiale de l'Energie, M. Enström ainsi qu'au Président du Comité Suédois des Grands Barrages, Mr. Axel Ekwall.

Je l'adresse enfin aux 47 rapporteurs et aux 4 rapporteurs généraux, auxquels nous devons le succès moral de notre entreprise et aux si aimables membres du Comité Suédois, qui en ont organisé, de façon parfaite, le succès matériel et parmi lesquels je tiens à remercier particulièrement M. Enström, M. Axel Ekwall et M. Velander.

La première Réunion Technique s'est tenue le 30 juin 1933 après-midi, à Stockholm; la question 2 a): « Méthodes de recherches permettant de reconnaître si un matériau donné est apte à être employé pour la construction d'un barrage en terre », a été discutée. Le compte-rendu in-extenso de cette discussion se trouve dans le volume III.

Le 1^{er} juillet, toujours à Stockholm, ont eu lieu deux autres séances de travail: le matin, on a discuté la question 2 b): « Etude des lois physiques commandant l'infiltration de l'eau à travers un barrage en terre et le sol sous-jacent » (Volume IV), et l'après-midi, on a commencé la discussion des questions 1 a): « Détérioration, par vieillissement, du béton des barrages-poids » et 1 b): « Questions relatives aux influences de la température interne et à la déformation des barrages-poids » (Volumes I et II).

Du 2 au 6 juillet, les Congressistes ont pris part à un voyage d'études à travers la Suède: cette excursion, remarquablement organisée par le Comité Suédois, leur a permis de visiter quelques-unes des chutes les plus caractéristiques du pays, et quelques chantiers de barrages et d'usines hydroélectriques les plus modernes.

Le 6 juillet, à Trollhättan, point terminus de l'excursion en Suède, les Congressistes ont tenu deux réunions techniques: le matin, on a terminé la discussion des questions 1 a) et 1 b) (Volumes I et II), et l'après-midi, celle des questions 2 a) et 2 b) (Volumes III et IV).

La Commission, réunie en Séance Exécutive, a, conformément aux Statuts, adopté et ratifié les conclusions proposées par le Congrès.

La Séance solennelle de clôture du Congrès a eu lieu à Oslo

(Norvège) le 8 juillet, en même temps que celle de la Session de la Conférence Mondiale de l'Energie. M. Eggenberger, ingénieur des Chemins de Fer Fédéraux Suisses, Membre du Comité Suisse des Grands Barrages, a prononcé l'allocution suivante :

Herr Präsident,
Meine Damen und Herren,

Der Präsident des Internationalen Talsperrenkommission, Herr G. Mercier, ersuchte mich, als Delegierter des Schweiz, namens des Executivkomitees einige Worte an Sie zu richten, weil der erste Vizepräsident, Herr Gruner (Schweiz) und auch der zweite Vizepräsident, Herr Binnie (England), bereits verreisen mussten.

Ich habe mich dieser Aufgabe gerne unterzogen, weil Norwegen und das Land das ich vertrete, die Schweiz, in ihren Bestrebungen sich so sehr ähnlich sind. Das Hauptziel beider Länder geht weitgehend darauf aus, die vielen verfügbaren Wasserkräfte dem Dienste der Nation nutzbar zu machen und die schwarze Kohle, die in beiden Ländern fehlt, soweit als möglich durch die weisse Kohle, die Wasserkraft, zu ersetzen.

Wir hatten gestern die Gelegenheit, drei grosse norwegische Kraftanlagen zu besuchen, ältere und neuere, und mussten dabei die Genialität der norwegischen Ingenieure im Kraftwerkbau und ganz besonders im Talsperrenbau bewundern. Eine grosse Befriedigung erfüllte uns, Schweizer, dass in diesen Anlagen auch schweizerische Ingenieurarbeit zu sehen war, sind ja doch die grossen Generatoren der Anlage Solbergfoss von den Maschinenfabriken Brown, Boveri und Cie in Baden und der Maschinenfabrik Oerlikon geliefert worden und in der Papierfabrik Borregaard in Sarpsborg war sogar eine Maschine von Thury in Genf, die seit 1898, also 35 Jahre in Betriebe steht, zu sehen. Ich glaube diese Tatsache als einen Beweis der Zuverlässigkeit der schweizerischen Maschinenindustrie ausprechen zu dürfen.

Meine Damen und Herren, ich bitte Sie mich zu entschuldigen wenn ich von meinem Thema der grossen Talsperren etwas abgewichen bin. Ich kann Sie aber versichern, dass auf diesem Gebiete an der Konferenz tüchtige Arbeit geleistet worden ist. Die Diskussion über verschiedene Probleme des Talsperrenbaues auf Grund einer grossen Anzahl von Berichten war ausserordentlich lehrreich und alle diejenigen, welche an den Sitzungen teilgenommen haben, werden neue, wertvolle Anregungen mit nach Hause nehmen. Aber

auch das Exekutivkomitee hat in mehreren Sitzungen zu wichtigen Problemen Stellung genommen und wegleitende Resolutionen gefasst.

Die seinerzeit viel umstrittene Vereinigung des internationalen Talsperrenkongresses mit der Weltkraftkonferenz hat sich anlässlich der diesjährigen Tagung als ausserordentlich glücklich erwiesen, sind doch Talsperrenbau und Wasserkraftanlagen miteinander verbunden und man darf wohl sagen, dass das eine ohne das andere eine Unmöglichkeit wäre.

Ich gebe dem Wunsche Ausdruck dass die Beziehungen des internationalen Talsperrenkongresses zur Weltkraftkonferenz immer enger geknüpft werden, und ich möchte namens des Exekutivkomitees des Grands Barrages und seines Präsidenten, Herr Mercier, allen den Herren von Dänemark, Schweden, Norwegen, die sich mit grossen Aufopferung um das gute Gelingen der Konferenz und der Exkursion verdient gemacht haben, an dieser Stelle den verbindlichsten Dank und hohe Anerkennung aussprechen.

Mesdames et Messieurs, je voudrais bien exprimer au nom du Comité exécutif des Grands Barrages et de son président, M. G. Mercier, les remerciements les plus sincères à tous les Messieurs du Danemark, de la Suède et de la Norvège qui ont contribué à la bonne réussite du I^{er} Congrès International des Grands Barrages.

Enfin, un voyage des plus intéressants, au double point de vue technique et touristique, a permis aux participants au Congrès de visiter certains ouvrages hydrauliques de la Norvège et d'apprécier les beautés exceptionnelles de ce Pays.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

COMMUNICATION

**Auftrieb und Kapillardruck an betonierten
Talsperren.**

Von Dr. Ing. Karl v. TERZAGHI,

o.ö. Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

ZUSAMMENFASSUNG

Theoretische Untersuchungen über die Kräfte, die auf einen vom Wasser durchströmten porösen Körper einwirken, führten zu folgendem Ergebnis : Bezeichnen

- V den Rauminhalt eines Körperelementes,
- γ_1 das spezifische Gewicht des porösen Körpers in trockenem Zustand,
- μ das Porenvolumen des porösen Körpers,
- γ das spezifische Gewicht des Wassers,
- i das mittlere hydraulische Gefälle, unter dem das Körperelement durchströmt wird, und
- m eine empirische, dimensionslose Grösse, (Auftriebskoeffizient).

so lässt sich die Kraft, die auf das Körperelement einwirkt, in folgende Komponenten zerlegen :

Das Eigengewicht $V \gamma_1$ der festen, im Element vorhandenen Substanz,

eine senkrecht nach oben wirkende Auftriebskraft von der Grösse $V \gamma (m - \mu)$ und

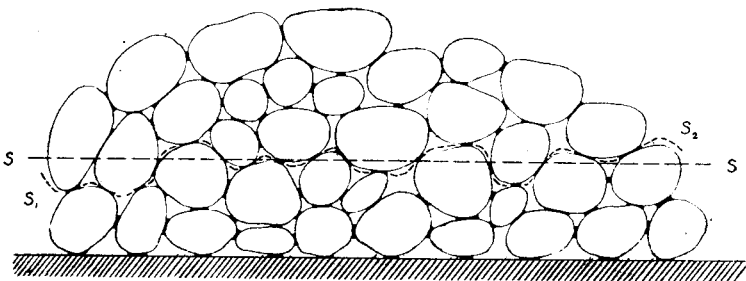
ein Strömungsdruck $V \gamma_1 i m$, in der Richtung des mittleren Stromfadens wirkend.

Bei einer sachgemäss hergestellten betonierten Talsperre verdunstet an trockenen Tagen an der Luftseite der Mauer die gesamte, durch die Mauer nachströmende Wassermenge. In diesem Fall tritt im luftseitigen Abschnitt der Mauer eine zusätzliche, durch die Oberflächenspannung des Wassers hervorgerufene Druckbeanspruchung von mehreren kg pro cm^2 auf. Das vorliegende Referat enthält nebst der Erörterung dieser Erscheinung die Beschreibung von Methoden zur experimentellen Bestimmung der Grösse des Wertes m und des Kapillardruckes.

Der Auftriebskoeffizient m .

Die physikalische Bedeutung des Auftriebskoeffizienten m kann aus Fig. 1 entnommen werden. Diese Figur stellt einen Schnitt durch

Fig. 1.



einen porösen Körper dar, der ähnlich wie ein erhärteter Zementmörtel aus verkitteten Einzelkörnern besteht. Die unterste Kornreihe ist mit der undurchlässigen Unterlage in ähnlicher Weise verwachsen, wie die Körner untereinander. Die Verwachsungsstellen sind durch kurze, dicke Striche hervorgehoben. Der ganze Kör-

per befindet sich unter Wasser, so dass die Hohlräume des Körpers mit Wasser ausgefüllt sind.

Wir führen nun durch diesen Körper einen Schnitt $S_1 S_2$ in solcher Weise, dass er im grossen und ganzen dem ebenen Schnitt $S S$ folgt, während er im einzelnen den Körnern ausweicht und lediglich die Verwachsungsstellen durchquert. Der Flächeninhalt des ebenen Schnittes sei mit F und der Flächeninhalt der Projektion der von $S_1 S_2$ durchschnittenen Verwachsungsstellen auf den ebenen Schnitt mit F_1 bezeichnet. Berechnet man mit Hilfe des Archimedischen Prinzipes den Auftrieb A , der auf den oberhalb des Schnittes $S_1 S_2$ befindlichen Teil des Körpers mit einem Rauminhalt V wirkt, so bekommt man den Ausdruck

$$A = \left(1 - \frac{F_1}{F} - \mu\right) \gamma V = \gamma V (m - \mu)$$

Es gilt demnach

$$m = 1 - \frac{F_1}{F}$$

Für kohäsionslosen Sand ist $F_1 = 0$ und $m = 1$. Für $m = \mu$ wird der Auftrieb $A = 0$ und für $m < \mu$ wird der Auftrieb sogar negativ, d. h. der Körper wird durch die hydrostatischen Kräfte nach unten gepresst. ⁽¹⁾ Ein poröser Körper von der letztgenannten Art kann dadurch erzeugt werden, wenn wir in Fig. 1 die Hohlräume durch feste Substanz und die feste Substanz durch Hohlräume ersetzen.

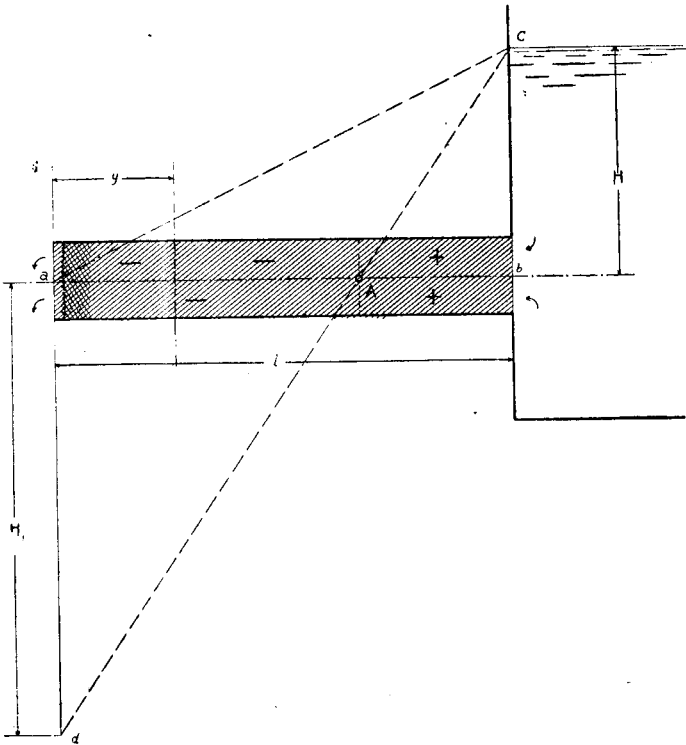
Nehmen wir nun an, der Schnitt $S_1 S_2$ stelle den Schnitt durch den untersten Teil einer betonierten Talsperre vor, die auf ein vollkommen gesundes, fugenfreies Gestein aufbetoniert wurde. Man erkennt ohne weiteres aus den vorangegangenen Formeln, dass der Wert m die Grösse des hydrostatischen Unterdruckes, der auf das Bauwerk einwirkt, entscheidend beeinflusst. Infolgedessen ist es von grosser praktischer Bedeutung, diesen Wert kennen zu lernen.

Die Berechnung der Wassermenge, die durch den Körper einer sachgemäss hergestellten betonierten Talsperre entweicht, führt zu dem Ergebnis, dass diese Wassermenge in der trockenen Jahreszeit wesentlich kleiner ist, als die Wassermenge, die an der Luftseite verdunstet. Unter dieser Voraussetzung tritt im Porenwasser in der Nachbarschaft der Luftseite eine Zugspannung auf. Trotzdem

(1) Für ebene Schnitte SS ergeben sich an Stelle der obigen Ausdrücke die Gleichungen, welche Fillunger bei seinen Auftriebsuntersuchungen abgeleitet hat. Siehe *Fillunger*, Auftrieb und Unterdruck in Staumauern, Zweite Weltkraftkonferenz, Sektion 14, Bericht Nr. 421.

die Luftseite der Talsperre infolge der ausgiebigen Verdunstung trocken erscheint, nimmt die Sickerung ihren Fortgang und die in der Verdunstungszone wirksame Oberflächenspannung des Wassers erzeugt im Bereich der Luftseite der Mauer eine zusätzliche Druckbeanspruchung des Mauerwerkes, die durch eine gleichgrosse Zugspannung im strömenden Porenwasser ausgeglichen wird. Das Wesen dieses Vorganges sei an Hand des einfachen, in Fig. 2

Fig. 2



dargestellten Falles erläutert. Diese Figur zeigt einen zylindrischen Betonkörper, der an die lotrechte Seitenwand eines Wasserbehälters angeschlossen ist. Die Mantelfläche des Betonzylinders sei durch Umhüllung gegen Austrocknung geschützt. Die rechte Endfläche des Zylinders steht unter einem Wasserdruck H , während die linke Endfläche eine freie Oberfläche mit offenen Poren darstellt.

Die Querschnittsfläche des Zylinders sei gleich der Einheit. Bezeichnet k die Durchlässigkeitsziffer des Betons (für einen «wasserdichten» Beton von der Grössenordnung 0.1×10^{-7} bis 50×10^{-7} cm pro Minute), so strömt das Wasser bei ausgeschalteter Oberflächenverdunstung mit der Geschwindigkeit

$$v = k \cdot \frac{H}{l}$$

durch die linke Endfläche des Zylinders. Der hydrostatische Druck, der im strömenden Wasser herrscht, ist durch die Ordinaten der Drucklinie a c gegeben. Die Reibung zwischen dem strömenden Wasser und dem Beton erzeugt im Beton in einer Entfernung y von der linken Endfläche eine Zugspannung von der Grösse

$$H \frac{y}{l} \gamma m$$

Wenn nun an der linken Endfläche des Zylinders das Wasser mit einer Geschwindigkeit $v_1 > v$ verdunstet, so tritt im Porenwasser in der Nachbarschaft der Verdunstungsoberfläche eine Zugspannung von der Grösse $H \cdot \gamma$ auf, die eine Vergrösserung der Durchflussgeschwindigkeit bewirkt. Die grösste Geschwindigkeit, mit der das Wasser unter den gegebenen Verhältnissen aus dem Zylinder treten kann, ist

$$v_{\max} = k \frac{H_1 + H}{l}$$

worin H_1 die kapillare Steighöhe bedeutet. Falls $v_{\max} < v_1$, so behält die Zugspannung ihren grössten Wert $H \cdot \gamma$, aber die Verdunstungsoberfläche zieht sich in das Innere des Betonzylinders zurück. Die Erfahrung lehrt, dass schon in einer Tiefe von wenigen Millimetern unter der freien Oberfläche eines nassen Körpers die Verdunstungsgeschwindigkeit wesentlich kleiner ist, als an derselben. Es stellt sich demnach ein Gleichgewichtszustand ein, bei dem das Wasser mit der Geschwindigkeit $v_1 = v_{\max}$ verdunstet, wobei die im Wasser in der Nähe der Verdunstungsoberfläche herrschende Zugspannung $H \cdot \gamma$ beträgt. Die Verdunstungsoberfläche verläuft ungefähr parallel zur freien Endfläche des Zylinders und in sehr geringer Entfernung von derselben. Bei der Besichtigung der linken Endfläche des Zylinders bekommt man den Eindruck, der Zylinder sei trocken. Die Berechnung der Kräfte, die auf den durchströmten Zylinder wirken, führt zu folgendem Ergebnis: Der hydrostatische

Druck, der im strömenden Wasser herrscht, nimmt von seinem Grösstwert $+\gamma H$ an der rechten Endfläche des Zylinders bis auf $-\gamma H$ an der linken Endfläche linear ab. (Drucklinie $c d$). Im Beton tritt in der Nachbarschaft der linken Endfläche des Zylinders eine Druckspannung (Kapillardruck) von der Grösse

$$p = \gamma m H,$$

auf, die nach rechts hin linear abnimmt und im Punkt A in eine Zugspannung übergeht. Am rechten Endquerschnitt hat diese Zugspannung den Wert $-\gamma \cdot H \cdot m$.

In einer Talsperre bewirkt der Kapillardruck eine zusätzliche Beanspruchung des luftseitigen Abschnittes des Mauerkörpers durch allseitigen Druck, dessen Grösse von der kapillaren Steighöhe H und vom Wert des Auftriebskoeffizienten m abhängt. Der Wert H muss ebenfalls im Versuchswege festgestellt werden.

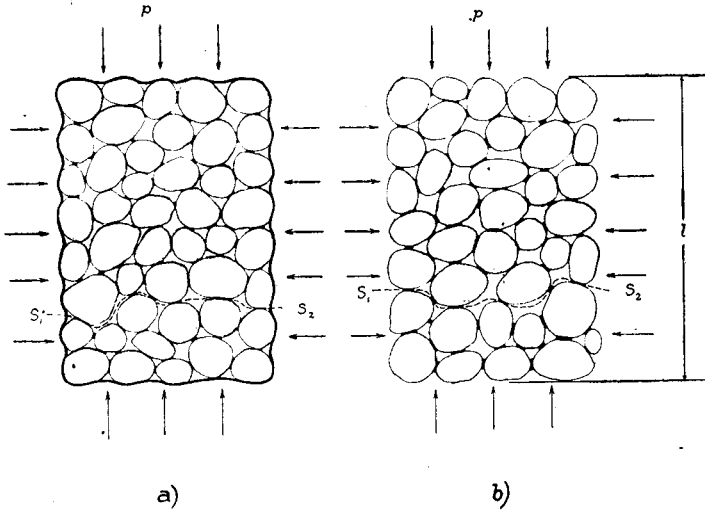
Verfahren zur Bestimmung des m -Wertes.

Das Verfahren fusst auf folgender Ueberlegung: Nehmen wir an, wir umgeben ein Betonprisma, Fig. 3 (a), mit einer wasserdichten Haut und setzen es unter einen allseitigen Druck von der Grösse p pro Flächeneinheit. Der Querschnitt des Prismas habe den Flächeninhalt F und die Poren des Körpers seien mit Luft erfüllt. Nun führen wir einen Schnitt $S_1 S_2$ derart quer durch das Prisma, dass er nur durch Verwachsungsstellen und Hohlräume hindurchgeht. Da sich das Prisma im Gleichgewicht befindet, müssen die lotrechten Komponenten der in den durchschnittenen Verwachsungsstellen angreifenden Kräfte gleich sein der Aussenkraft $F p$. Diese Aussenkraft erzeugt eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Probekörpers um den Betrag $\Delta \sigma_K$. Die Beziehung zwischen p und $\Delta \sigma_K$ ist durch das Mohr'sche Bruchdiagramm für den Beton festgelegt.

Bei einem zweiten Versuch, Fig. 3 (b) lassen wir die wasserdichte Umhüllung weg und tränken den Körper vor Versuchsbeginn mit Wasser. In diesem Fall wird die Kraft $F \cdot p$ im Schnitt $S_1 S_2$ nur zum Teil durch die in den Verwachsungsstellen von Korn auf Korn übertragenen Kräfte aufgenommen, während der andere Teil mit der im durchschnittenen Wasserkörper herrschenden Druckspannung im Gleichgewicht steht. Bezeichnet F_m die lotrechte Projektion der durchschnittenen Hohlräume auf eine ebene, senkrecht zur Längsachse des Prismas geführte Schnittfläche, so entfällt von der Gesamtkraft $p \cdot F$ auf die Verwachsungsstellen der

Betrag $p \cdot F$: $(1-m)$ und auf die Hohlräume der Gegendruck $p \cdot F \cdot m$. Von diesen beiden Kräften erzeugt bloss die Teilkraft $p \cdot F \cdot (1-m)$ eine Erhöhung des Druckes, der an den Verwachsungsstellen von

Fig. 3



Korn auf übertragen wird. Sie bewirkt eine Zunahme der Druckfestigkeit σ_K des Betons um den Betrag $\Delta\sigma_K$. Bedeutet p_1 den allseitigen Aussendruck (pro Flächeneinheit) der bei der ersten Versuchsreihe nötig war um die Druckfestigkeit des Betons um den gleichen Betrag $\Delta\sigma_K$ zu erhöhen, so gilt die Beziehung

$$p_1 \cdot F = p \cdot F (1 - m) , \text{ oder}$$

$$m = 1 - \frac{p_1}{p}$$

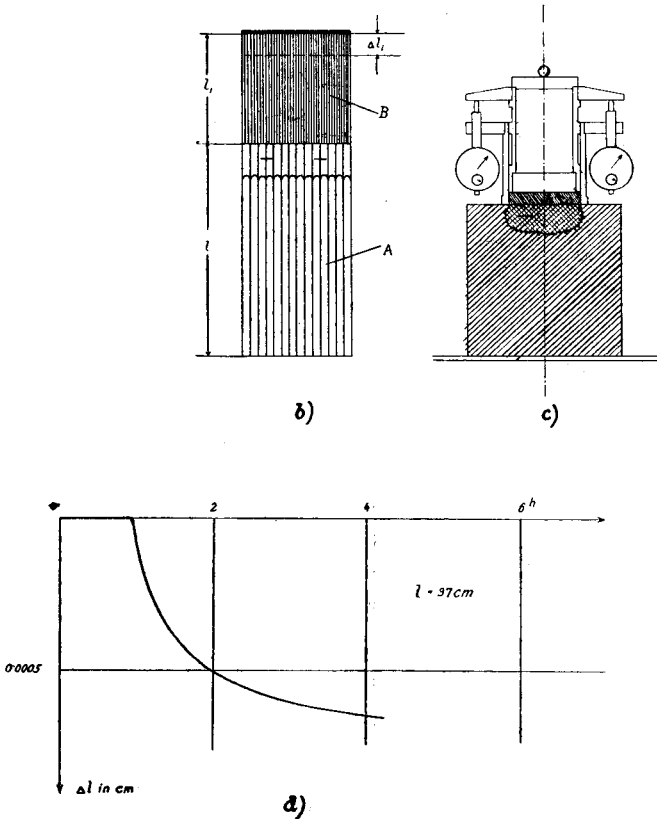
Mit Hilfe dieser einfachen Beziehung lässt sich der Wert m im Versuchsweg einschätzen. Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Versuche lassen vermuten dass der Wert m auch für fette Betonmischungen nur wenig von der Einheit abweicht.

Experimentelle Bestimmung des Wertes H_1 .

Der Wert H_1 gibt die kapillare Steighöhe des Wassers im Beton an. Eine direkte Bestimmung dieser Grösse wäre zeitraubend und

mit grossen technischen Schwierigkeiten verbunden. Infolgedessen sind wir genötigt, ein indirektes Verfahren zu benutzen. Dieses Verfahren besteht darin, die Verkürzung zu messen, die ein aus-

Fig. 4.



trocknender Betonkörper unter dem Einfluss des allseitig wirkenden Kapillardruckes $\gamma \cdot H$ erfährt und mit Hilfe der elastischen Konstanten des Materials die Grösse der Druckbeanspruchung zu berechnen. Durch einen Vorversuch, Fig. 4 (a), wurde festgestellt, dass sich der Beton beim Austrocknen ähnlich scheint zu verhalten wie der plastische Ton. Die Zusammenziehung beginnt erst dann,

nachdem das freie, an der Oberfläche des Körpers befindliche Wasser verdunstet ist. Sie schreitet zuerst rasch, dann langsam weiter und kommt bereits praktisch zum Stillstand, bevor sich noch das Austrocknen im Hellerwerden der Aussenfläche des Prismas äussert.

Um die Ergebnisse durch eine unabhängige Versuchsreihe zu kontrollieren, wird das in Fig. 4 (b) schematisch dargestellte Verfahren benützt. Wir setzen auf das grob-kapillare, wenig zusammendrückbare System A, dessen Hohlräume mit Luft ausgefüllt sind, ein zweites fein-kapillares, mit Wasser abgesättigtes System B, das schon unter dem Einfluss eines geringen Kapillardruckes bedeutende Zusammendrückungen erfährt. Die Oberseite dieses Systems sei luftdicht abgedeckt. Sobald das wassergesättigte System B mit dem trockenen System A in Berührung kommt, tritt an der Grenzfläche die Oberflächenspannung in Wirksamkeit und zieht so lange Wasser aus dem System B in die Hohlräume von A, bis sich ein Gleichgewichtszustand einstellt. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, dass die im System A von der Oberflächenspannung ausgeübte Zugkraft $H_1 \cdot \gamma$ pro Flächeneinheit durch eine gleichgrosse Druckspannung im festen Gerüste des Systems B aufgenommen wird. Aus der Zusammendrückung Δ_1 , die das System B unter dem Einfluss der Druckspannung $H_1 \cdot \gamma$ erfährt, kann man die letztere berechnen.

Bei der praktischen Durchführung des Versuches wird das kompressible, fein-kapillare System B durch eine von einem Zylinder umschlossene Lage weichplastischen Tones dargestellt, deren Oberseite luft- und wasserdicht abgedeckt ist. (Fig 4 (c)). Sobald die Schrumpfung des Tones aufhört, wird der Wassergehalt w des Tones bestimmt. Eine zweite Versuchsserie liefert den Druck p , der erforderlich ist, um den Wassergehalt der zwischen zwei Filtern eingeschlossenen Tonschichte auf den Wert w zu reduzieren.

Die gesuchte Grösse H_1 ist durch den Quotienten $\frac{p}{\gamma}$ gegeben. Bis-

her wurde nur ein Versuch dieser Art an einem grobkörnigen Beton vorgenommen. Das Gleichgewicht zwischen den beiden kapillaren Systemen stellte sich im Laufe von etwa fünf Tagen ein und der Parallelversuch am Ton lieferte für H_1 einen Wert von etwa 20 Metern.

SUMMARY

The article deals with the forces which act on the body of a concrete storage dam. Let

- V be the volume of an element of the body of the dam,
- γ_1 the average specific gravity of the dry concrete,
- μ the volume of voids of the concrete,
- γ the specific gravity of the water,
- i the hydraulic gradient of the flow of seepage water through the element, and
- m an empirical coefficient. (effective porosity)

Theoretical investigations led to the conclusion that the element is acted upon by the following forces :

The weight $V \gamma_1$ of the dry substance, acting vertically downward,

a hydrostatic uplift $V \gamma (m - \mu)$. acting vertically upward, and

a hydrostatic pressure $V \gamma i m$ acting in the direction of the lines of flow.

If the dam consists of sound, dense concrete, the entire quantity of water which percolates through the concrete evaporates on dry days at or immediately behind the downstream face of the dam. Under these conditions, the surface tension of the water produces in the vicinity of the downstream face an increase of the compressive strain by several kilograms per square centimeter. (capillary pressure). The paper contains a discussion of the phenomenon as well as a description of experimental methods for determining the effective porosity «m», and the intensity of the capillary pressure.

RESUME.

Désignons, par :

- V le volume d'un élément prismatique du corps du barrage.
- γ_1 le poids spécifique moyen du béton sec.
- μ le volume des vides du béton (par unité du volume)
- γ le poids spécifique de l'eau.
- i la pente hydraulique de l'écoulement à travers l'élément, et
- m un coefficient empirique (porosité efficace du béton).

Des études théoriques ont démontrées, que les forces qui agissent sur l'élément du corps du barrage sont les suivantes :

Le poids $V \gamma_1$ du béton sec,

la pression verticale $V \gamma (m - \mu)$ et

la poussée hydrostatique $V \gamma i m$ qui agit sur l'élément dans la direction de la tangente aux filets liquides.

Si le béton du barrage est de bonne qualité, la quantité d'eau qui s'écoule à travers le corps du barrage est plus petite que la quantité d'eau qui s'évapore, au cours des temps de sécheresse, le long de la face d'aval du barrage. Dans ces conditions la tension superficielle de l'eau produit dans le béton au voisinage de la surface d'aval du barrage, une compression supplémentaire de plusieurs kilogrammes par centimètre carré. (Pression capillaire) Le rapport contient une discussion de ce phénomène aussi bien qu'une description des méthodes expérimentales pour déterminer la valeur de la porosité efficace, « m » et de l'intensité de la pression capillaire.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Essais sur modèles réduits des conditions d'établissement des Grands Ouvrages Hydrauliques.

Essais effectués au Laboratoire de la Société Hydrotechnique de France, à Beauvert.

R. BOURGEAT,

Membre du Comité technique de la Société Hydrologique de France.

I. — EXPERIMENTATION PAR MODELES REDUITS

Généralités.

Les conditions de sécurité auxquelles sont assujettis les ouvrages hydrauliques, et les grands barrages en particulier, conditions de nature mécanique quant aux dimensions, au type de construction, à la nature des matériaux, conditions de nature hydraulique en ce qui touche les affouillements, évacuation de crues, etc., peuvent conduire, suivant les solutions adoptées, à des écarts très importants sur les dépenses de premier établissement ; il importe, en conséquence, de

s'entourer de toutes les garanties possibles dans la construction d'ouvrages aussi coûteux et nous nous proposons de dire ici quelques mots d'une méthode d'investigation particulièrement efficace : celle de leur étude au moyen de modèles en réduction.

Les essais de résistance et de déformation sur modèles ont pris un essor remarquable ces dernières années, grâce surtout à l'emploi d'un outillage de haute précision ; une mise au point en a été faite en juillet 1932 dans une communication à la Commission Internationale des Grands Barrages. On pourra consulter également une note générale de MM. Mesnager et Veyrier présentée à la séance du 2 mai 1927 de l'Académie des Sciences. Nous laisserons aux spécialistes de ces questions le soin de présenter cet aspect si important de la question ; nous nous en tiendrons aux seules conditions de nature hydraulique qui font l'objet d'essais effectués en particulier dans les laboratoires de la Société hydrotechnique de France que nous avons plus particulièrement en vue ici.

Les essais d'hydraulique fluviale par modèles à petite échelle sont de plus en plus estimés économiquement indispensables dans tous les aménagements de quelque importance ; ils apportent à la réalisation des ouvrages une aide d'autant plus appréciable que les données actuelles sur la similitude hydrodynamique permettent aujourd'hui une extrapolation des phénomènes observés à échelle réduite dont la réalisation sur l'ouvrage en vraie grandeur peut être escomptée avec une marge de sécurité très intéressante. Pour saisir l'intérêt que présente une telle expérimentation nous relaterons ici quelques questions susceptibles d'être soumises à cette méthode ; certaines, *a priori* du moins, peuvent sembler n'avoir pas un rapport immédiat avec l'installation des grands barrages ; cependant, en dehors des problèmes d'hydraulique suscités par les organes principaux, beaucoup d'autres surgissent inopinément à propos d'organes accessoires, de constructions permanentes ou provisoires, dont la résolution, très souvent incertaine par le calcul, s'obtient avec une sécurité relative par l'expérimentation à petite échelle. Nous disons sécurité « relative » ; la théorie de la similitude hydrodynamique montre, en effet, que, en désignant les vitesses par V , les longueurs par L , et les coefficients cinématiques de viscosité des liquides par ν deux conditions doivent être satisfaites pour assurer cette similitude ; la condition de *Rech-Froude*, caractérisée par l'invariance du rapport

$$\frac{V^2}{gL}$$

et celle de Reynolds, caractérisée par l'invariance du rapport :

$$\frac{VL}{\nu}$$

Il est facile de voir que pour satisfaire simultanément à ces deux conditions il faut faire couler dans le modèle un liquide dont le coefficient de viscosité cinématique soit avec celui du liquide de l'ouvrage réel dans le rapport $\sqrt{\lambda^3}$, λ désignant l'échelle de réduction du modèle ; or, cette condition est pratiquement irréalisable en hydraulique fluviale, en raison non seulement de la quantité de liquide nécessaire aux essais, mais surtout de la presque impossibilité de réaliser la viscosité correspondante du fluide du modèle.

En pratique, cependant, on n'est guère arrêté par cette difficulté. Le degré de turbulence des écoulements, en hydraulique fluviale, est presque toujours suffisant pour masquer en grande partie l'effet de la viscosité propre et ceci dispense de faire intervenir la condition de Reynolds ; c'est alors de l'eau qui peut couler dans le modèle, comme dans l'ouvrage réel.

Il importe au point de vue de la nature ou plutôt de l'intensité des pertes, de réaliser le même degré de turbulence dans le modèle et dans l'ouvrage réel ; l'obligation d'éviter un mouvement laminaire dans le modèle conduit assez souvent à adopter une échelle des profondeurs supérieure à celle des longueurs et largeurs, de façon que les dimensions de la section mouillée soient telles que soit réalisée la condition :

$$V.R > 0,007$$

V = vitesse de l'eau ; R = rayon hydraulique

qui exclut ce mouvement laminaire (unités : le mètre et la seconde).

La dissipation d'énergie due à la *viscosité propre* varie en effet comme la première puissance de la vitesse alors que celle résultant de la turbulence se rapproche d'autant plus d'une fonction du carré de la vitesse que le degré de turbulence est plus grand ; la dissipation due à la turbulence est d'un ordre très supérieur à celle des effets de la viscosité propre et masque facilement cette dernière ; c'est la raison pour laquelle la similitude de la turbulence et au moins *l'existence* de cette dernière doit être réalisée dans le modèle.

Des simplifications se présentent lorsque les pertes de charges, selon l'expression de M. Jouguet, sont « à la Borda » ; cela dispense d'observer la condition de Reynolds.

Il en est de même lorsqu'on a affaire à des *appareils en charge* où la considération des « pressions motrices » est à peu près la seule intéressante et où la condition de Reynolds devient la seule à satisfaire.

Le cadre de ce rapport ne nous permet pas de nous étendre da-

vantagé sur les bases théoriques de la similitude hydrodynamique sur lesquelles il est facile au lecteur de se documenter (1).

Notons cependant la difficulté toute spéciale aux essais d'hydraulique fluviale : celle qui intervient lorsque l'eau charrie des matériaux en suspension, c'est-à-dire lorsqu'il y a « *débit solide* » ; la réduction, à l'échelle du modèle, des dimensions des matériaux entraînés conduit la plupart du temps à l'emploi de sables fins qui peuvent donner lieu à des phénomènes accessoires et sont, de plus, susceptibles de s'agglomérer ; on rencontre là éventuellement une nouvelle obligation d'amplifier l'échelle des profondeurs, l'effet théorique de cette amplification d'échelle étant corrélatif d'un accroissement correspondant de la grosseur des alluvions employées dans le modèle. Il faut d'ailleurs user de circonspection dans l'interprétation des résultats car on ne peut guère espérer trouver pour le modèle des matériaux identiques à ceux de la réalité et possédant le même poids spécifique par rapport à l'eau.

Le choix des alluvions joue donc un rôle important pour l'obtention de la similitude des phénomènes entre l'ouvrage réel et son modèle ; il y a lieu, pour tout ce qui concerne les érosions, affouillements, formations de bancs d'alluvions, de s'entourer de toutes les données d'observation possibles ; c'est ainsi qu'on peut procéder, comme le conseillent MM. Smrcek et Smetana (2), à un examen préalable des vitesses d'entraînement des matériaux en vraie grandeur. Engels (3) recommande également de rechercher par des expériences spéciales les détails du mouvement des alluvions sans qu'il soit nécessaire de s'en tenir à une échelle imposée.

Généralisant ces points de vue nous terminerons cet exposé préliminaire en signalant une méthode, plus coûteuse il est vrai, mais éminemment suggestive d'expérimentation par modèle réduit qui, au lieu de se limiter à un modèle unique, examine les phénomènes avec deux ou, mieux, trois échelles différentes ; il est évident que l'on se rapproche d'autant plus de la *nature* et du *degré* de turbulence de l'ouvrage réel que l'échelle du modèle est plus grande. L'emploi de plusieurs modèles permet de pallier à l'imperfection de similitude de la turbulence en décelant le sens de la variation des phé-

(1) Voir sur ce sujet : *Etude théorique et expérimentale sur la similitude des fluides incompressibles pesants* (thèse de M. Escande à la Faculté des Sciences de Toulouse).
Cavitation et Similitude (*Revue générale de l'Electricité*, 30-4-1927, page 341-H), par M. Jouguet.

Les expériences de Beauvert sur les tuyères et la similitude hydrodynamique (*Ibid.*, 16 août 1930, p. 486-H), par MM. Bourgeat, Leroux et Jouguet.

(2) XV^e Congrès international de Navigation, 3^e communication (Venise, septembre 1931).

(3) *Die Wasserbaulaboratorien Europas*, pages 41 et suivantes.

nomènes, variation qui, du reste, n'est généralement pas excessive, en fonction de l'échelle du modèle ; il est alors plus aisé de pousser l'extrapolation jusqu'à l'ouvrage réel. Comme application de cette méthode citons une intéressante étude expérimentale de MM. Camichel et Escande (1) sur les débits d'un barrage déversoir exécuté aux quatre échelles ci-après :

1	1	1	1
—	—	—	—
19,5	100	150	300

L'ouvrage réel est un barrage de 13 mètres de hauteur, sur l'Hérault, qui, pour la crue maximum, doit déverser 40 mètres cubes par mètre courant. On y voit diverger systématiquement les débits avec l'échelle du modèle, les écarts n'ayant pas, du reste, une importance de nature à porter atteinte à la valeur de l'expérimentation à très petite échelle.

Les laboratoires du monde entier ont apporté ces dernières années à la technique générale des modèles réduits, un développement considérable.

La Société hydrotechnique de France, gérée par un conseil d'administration ayant pour président M. Augustin Blanchet et pour secrétaire général M. Gabriel Tochon et dont le Comité technique poursuit depuis plus de trente ans l'étude de toutes les questions devant amener progressivement à une utilisation de plus en plus parfaite de la puissance hydraulique a créé depuis une dizaine d'années à Grenoble et récemment à Metz deux laboratoires dans lesquels, en dehors des recherches d'hydraulique générale entreprises suivant les suggestions de son Comité technique, sont effectués, sur la demande des ingénieurs, industriels ou services publics, par leurs propres soins s'ils le désirent, tous les essais à échelle réduite susceptibles d'apporter à la mise au point de leurs projets d'installations hydrauliques des données basées sur l'expérience même.

En particulier le laboratoire de Beauvert, près Grenoble, dont il est plus particulièrement question dans ce rapport, a réalisé, indépendamment des essais spéciaux d'hydraulique fluviale que nous signalons plus loin, des expériences (2) à échelles relativement grandes sur les pertes de charge dans les conduites lisses ou rugueuses, l'influence sur ces pertes de charge de la variation de viscosité de l'eau sous l'effet de la variation de température, la détermination

(1) *Génie Civil* du 25 février 1928, page 184.

(2) Voir les *Comptes rendus de la Société hydrotechnique de France* paraissant dans la *Revue générale de l'Electricité*.

des coefficients de débit des tuyères, à écoulement libre ou noyées, des diaphragmes, celle du débit des conduites à l'aide de ces divers organes, l'étude du fonctionnement et du rendement des diffuseurs, etc.

Le laboratoire de Metz, quoique d'établissement récent, a procédé à d'importants essais, à des échelles diverses, en particulier sur l'écoulement de l'eau dans un canal à profil complexe.

M. Charles Camichel, professeur à la Faculté des Sciences de Toulouse, et ses collaborateurs ont apporté, à l'aide du laboratoire de leur Université, une très importante contribution à la vérification expérimentale des lois fondamentales de la similitude hydrodynamique ; nous voulons parler de la mesure des vitesses par la méthode chronophotographique, de l'étude expérimentale des similitudes de Reech Froude et de Reynolds, de la notion « d'ouvrages courts » relevant des pertes dites « à la Borda » selon l'expression de M. Jouguet, les divers régimes d'écoulement, etc.

Si spéciales qu'elles puissent paraître à première vue, la plupart de ces questions trouvent une application fréquente dans nombre d'essais en réduction des grands ouvrages hydrauliques et de leurs accessoires, et c'est pourquoi elles devaient être mentionnées ici.

II. — QUELQUES EXEMPLES D'ESSAIS REALISES A CE JOUR

Le XV^e Congrès international de la Navigation, tenu en septembre 1931, souligne comme suit l'importance de l'expérimentation préalable par modèles réduits : « Les essais de laboratoire sur modèles à échelle réduite présentent les caractères de l'utilité la plus évidente. Ils sont souvent le seul moyen à la disposition de l'ingénieur pour obtenir des indications concrètes dans les projets d'ouvrages et de travaux hydrauliques de grande importance et de coût élevé. »

Effectivement, ces essais deviennent la règle dans les ouvrages importants, particulièrement en ce qui touche l'édification des barrages et de leurs organes accessoires. Qu'il s'agisse de grands barrages-réservoirs ou bien de barrages mobiles utilisés comme accessoires des grands barrages ou comme barrages en rivière, la dépense afférente aux essais représente un si faible pourcentage de l'ouvrage à édifier qu'il n'est guère prudent d'engager son édification sur des solutions purement théoriques affectées d'hypothèses inévitables alors que l'expérimentation préalable sur modèle permet d'obtenir, au minimum, sur la nature physique des phénomènes, une image que le calcul n'est susceptible de déceler que très exceptionnellement. Qu'il

suffise de mentionner au passage les essais en réduction concernant les dessableurs de prises d'eau, les dépôts d'alluvions, les entraînements de ceux-ci par vannes de chasse, les érosions du sol à l'aval des barrages et des vannes de retenue, les diverses formes de radiers susceptibles de parer à ces érosions, les déversoirs de crues et leur débit suivant la charge, l'étude des différentes nappes d'écoulement, soit par déversoirs, soit par vannes en dessous, ainsi que la répartition, dans ces nappes, des vitesses et des pressions, etc.

Il nous paraît utile de mentionner ici, quoiqu'avec la brièveté qu'implique l'étendue restreinte de ce rapport, quelques exemples d'essais effectivement réalisés. D'aucuns concerneront directement les problèmes principaux qui se présentent dans l'édification des barrages, nombre d'autres interviennent éventuellement, soit comme touchant aux organes accessoires ou simplement à la période de construction.

Citons tout d'abord, dans l'ordre chronologique, *les célèbres expériences de Reynolds sur les dépôts d'alluvions* provoqués par l'influence de la marée dans l'estuaire de la Mersey (1). L'intérêt de ces expériences est considérable : en effet, d'une part les modèles étaient d'échelles très petites par rapport aux dimensions réelles et, d'autre part, les échelles des profondeurs présentaient un écart très important avec celles des dimensions horizontales. Dans un premier modèle on avait :

$$\text{Pour échelle des longueurs : } \frac{1}{31.800}$$

$$\text{Pour échelle des profondeurs : } \frac{1}{960}$$

soit des hauteurs 33 fois plus grandes que les longueurs.

Dans un deuxième modèle les échelles étaient :

$$\text{Pour les longueurs : } \frac{1}{10.600}$$

$$\text{Pour les profondeurs : } \frac{1}{396}$$

soit des hauteurs 27 fois plus grandes que les longueurs. Pour une période de marée réelle de 40.700 secondes les périodes de marée des modèles devenaient respectivement d'environ 42 et 80 secondes ; ces marées, mécaniquement reproduites et renouvelées plusieurs milliers de fois (une seule expérience durait jusqu'à trois semaines),

(1) *Scientific Papers*. Mémoire d'Osborne Reynolds, Vol. II, Cambridge 1901.

produisirent des effets si concluants que Reynolds écrivait : « Des bancs et des canaux à marée basse se formèrent, dont les traits marquants sont bien ceux existant dans la Mersey », et terminait par cette phrase lapidaire : « Après ce que j'ai vu, je crois que c'est folie de négliger de tels essais avant d'entreprendre une coûteuse installation ». Il est d'ailleurs nécessaire, dans les modèles à si petite échelle, d'amplifier les profondeurs, soit pour éviter le mouvement laminaire, soit pour avoir des effets suffisamment marqués dans les dépôts d'alluvions ou les érosions dues à la force vive du courant.

Parmi les *exemples d'amplification de l'échelle des profondeurs*, citons les essais les plus récents exécutés au laboratoire de l'Université de Delft (Hollande) (1), en vue de corriger l'afflux anormal des alluvions à l'entrée des ports de *Vlaardigen* et de *Breskens* (Pays-

1

Bas) ; le modèle fut construit aux échelles de $\frac{1}{200}$ pour les longueurs et $\frac{1}{75}$ pour les hauteurs et donna des indications précieuses sur les

modifications à apporter à l'agencement général de ces ports.

En 1926, le Conseil municipal de la ville de Zurich (Suisse) ouvrit un concours pour la construction de la centrale de Wettingen, en spécifiant que l'appréciation des projets présentés se ferait d'après les résultats des essais sur modèles réduits (2) ; il s'agissait principalement de l'étude d'un barrage et du dispositif nécessaire pour parer aux affouillements, cet ouvrage devant pouvoir assurer l'évacuation de crues atteignant 750 mc/sec.

Ces essais montrèrent que la meilleure solution consistait à évacuer les crues non pas seulement par déversement supérieur ou par pertuis inférieur mais par l'emploi simultané de ces deux procédés.

Des essais nombreux et de longue durée ont été réalisés par le professeur Th. Rehbock, de Carlsruhe (3) à l'occasion des *travaux de fermeture du Zuiderzee (Pays-Bas)* qui doivent permettre de récupérer sur la mer quatre polders d'une étendue considérable. L'ouvrage principal consiste en une digue de trente kilomètres de longueur pourvue à ses extrémités d'un système d'écluses. Les essais comprennent deux groupes :

1° Les essais d'écluses dont le but était d'établir nettement les

(1) Publication du *Ministère des Travaux publics des Pays-Bas*. Rapport N° 26 (1932).

(2) *Schweizerische Bauzeitung*, 21 et 28 mai 1927, par M. Meyer-Peter.

(3) *Modell-Versuche ausgeführt für den Abschluss der Zuiderzee*, par Th. Rehbock.

éléments de l'écoulement à travers ces ouvrages ; la ligne d'eau était étudiée à travers des parois vitrées.

2° Les essais des digues à l'effet d'étudier le mode d'écoulement dans les deux sens, selon la marée, à travers des percées réservées dans la digue pendant la construction de celle-ci.

Le groupe de cinq écluses doit débiter 900 mc. à la seconde, soit 180 pour chacune d'elle ; la longueur des piles est de 55 mètres, leur épaisseur de 4 mètres et la largeur du canal entre deux pile de 12 mètres. Les échelles adoptées étaient de 1/100 pour le modèle d'ensemble et 1/64 pour les modèles partiels d'écluses.

Une condition fondamentale de la sécurité des barrages, barrages-réservoirs ou barrages mobiles, est la *suppression des affouillements à l'aval*. Depuis la simple cuvette amortisseuse du début, un grand nombre de dispositifs, moins simples assurément mais aussi plus efficaces, ont été imaginés et essayés ; au surplus on a très souvent affaire à des cas d'espèce exigeant pour chaque installation une mise au point spéciale au sujet de laquelle l'expérimentation préalable par modèle réduit peut seule procurer tout apaisement ; M. Ch. Camichel a signalé depuis longtemps que les phénomènes d'affouillements plusieurs fois répétés sur un même modèle avec le même débit et la même durée d'écoulement sont absolument comparables à eux-mêmes. Nous avons fait d'ailleurs des constatations semblables au laboratoire de Beauvert, en particulier pour les essais relatés plus loin, d'un déversoir de crues sur la rivière La Romanche.

Avant de rendre compte des expériences réalisées au laboratoire de Beauvert, rappelons ici celles du professeur Th. Rehbock sur un *seuil denté* (1) qui favorise, dit-il, la formation d'un tourbillon horizontal très allongé, tourbillon dont la vitesse au contact du radier est dirigé de l'aval vers l'amont ; cette vitesse est amortie par la fraction du débit qui s'écoule entre les dents du seuil et dont la vitesse est opposée à la précédente ; d'après Th. Rehbock l'effet résultant est suffisant pour supprimer les affouillements. Luscher (2) a tenté d'établir une formule donnant les dimensions de ce seuil ; il est malgré tout prudent (3) de procéder à cette détermination par des essais à échelle réduite. Signalons que des essais sur modèle auraient permis de constater un affouillement pratiquement nul du radier (4) en faisant précéder le seuil denté d'une ligne de prismes

(1) Revue Générale de l'Electricité, 10 juillet 1926. Traduit de l'allemand par H.-F. Weber.

(2) Luscher (Schweizerische Bauzeitung, 6 novembre 1926).

(3) Meyer-Peter (— Ibid — 11 décembre 1926).

(4) Schäfer (Bautechnik, 26 avril 1929).

en maçonnerie disposée dans une cuvette dont la profondeur excède un peu la hauteur des prismes.

Pour des hauteurs de retenue réduites on a proposé de recevoir la lame déversante sur une *herse en bois* (1) insérée dans un bloc de béton armé placé au pied du barrage ; les poutres de la herse sont remplaçables après usure.

Quelquefois l'expérimentation sur modèles réduits est susceptible de *déterminer le choix entre deux types de construction* complètement différents. Il s'agit de comparer l'évacuation de crues, à égalité de charges, d'une part par déversoir en chute libre, d'autre part par déversoir en siphon ; l'expérience (2) donne généralement l'avantage à ce dernier ; les grands travaux hydrauliques soulèvent toutefois si fréquemment des cas d'espèce susceptibles de renverser les conclusions d'une installation à l'autre, que l'expérimentation à petite échelle doit s'imposer dans chaque cas particulier.

Voici un exemple des effets nocifs qui peuvent résulter de certains phénomènes *purement hydrauliques*, phénomènes qu'il faut maîtriser en raison de l'atteinte qu'ils peuvent porter à la résistance des ouvrages. Le déversoir en chute libre se complète fréquemment d'un *évacuateur souterrain* recueillant l'eau qui a passé sur la crête ; dans certains cas cet évacuateur peut présenter des alternances du régime d'écoulement en fonctionnant soit en charge, soit à surface libre ; ces alternances sont « dangereuses pour l'ouvrage en raison des variations de pression brusques et violentes qu'elles provoquent ». C'est encore l'expérimentation sur modèle réduit qui a permis à MM. Camichel, Crescent et Escande (3) d'étudier de près le phénomène et d'y apporter, par surcroît, un correctif rendant inoffensif le passage d'un régime d'écoulement à l'autre.

L'étude si importante de la *répartition, en fonction du débit, des pressions et des vitesses dans la nappe déversante* des barrages, en particulier la localisation et l'évaluation des dépressions, doit son état satisfaisant d'avancement aux expériences sur modèles. MM. Camichel, Escande et Ricaud (4) ainsi que M. Hegly (5) ont apporté, à cette étude, de récentes contributions dont l'exposé sortirait du cadre de ce rapport et qui, au surplus, sont connues des techniciens. La répartition de ces pressions et dépressions est un exemple nouveau du cas où des phénomènes purement hydrauliques ont leur

(1) Société Huber et Lutz, brevet français n° 649.529.

(2) Hinderks (Bautechnik, 3 et 24 mai 1929).

(3) Revue Générale de l'Electricité, 17 octobre 1931.

(4) Comptes rendus de l'Académie des Sciences, séance du 12 janvier 1925.

(5) Communication à la Société Hydrotechnique de France.

répercussion, par les vibrations provoquées par les dépressions, sur la résistance mécanique de l'ouvrage.

La détermination des *coefficients de déversement* (1), celle si importante des *coefficients d'écoulement des vannes* de toute nature, des pertes de charges dans les ouvrages d'évacuation, sont redevables de données de plus en plus complètes et précises aux expériences sur modèles. Toutefois les difficultés à résoudre, hors de quelques cas généraux bien définis, sont le plus souvent des cas d'espèce car il suffit, comme on sait, d'une légère modification dans la forme d'un appareil hydraulique pour atteindre quelquefois assez profondément les caractéristiques de son fonctionnement. C'est ainsi que le laboratoire de la Société hydrotechnique de France, à Beauvert, a été amené à expérimenter, en réduction, des ouvrages hydrauliques différents se rangeant cependant sous une même dénomination générale, telle par exemple que « barrages mobiles, barrages-déversoirs, etc. » dont le mode d'action, qu'il y aurait imprudence à déterminer par analogie avec des dispositifs non identiques, dépend des circonstances particulières de chaque installation.

Nous allons maintenant indiquer succinctement les caractéristiques de l'équipement des laboratoires de la Société hydrotechnique de France et décrire brièvement quelques-uns des essais réalisés.

III. — LES LABORATOIRES

DE LA SOCIÉTÉ HYDROTECHNIQUE DE FRANCE

Quoique nous ayons uniquement en vue dans ce rapport l'expérimentation sur modèles réduits, nous ne pouvons omettre de signaler, indépendamment de ses deux laboratoires de *Beauvert à Grenoble*, et du *Saulcy, à Metz*, l'existence, à la Société hydrotechnique de France, d'un « *Service d'Essais et de Contrôle permanent* » ; cet organisme, pourvu d'un personnel technique expérimenté, procède dans les usines mêmes, aux essais et expériences de toute nature se rapportant à la force motrice hydraulique ; ces essais comportent non seulement la réception des usines nouvelles, mais encore et surtout, la surveillance périodique de toutes les parties des usines existantes dans le but d'en accroître si possible et d'en maintenir ensuite le rendement et la bonne marche. Malgré sa création relativement récente — il date de 1927 — ce service a déjà récupéré en France

(1) Comptes rendus du Laboratoire de l'École Supérieure Technique de Munich, (2^e cahier) par Otto Kirschmer.

une puissance de près de 200.000 chevaux, ceci avec une dépense ne représentant qu'une fraction infime de celle qui correspondrait à la dépense de premier établissement de cette puissance récupérée, car ces frais de premier établissement représentent au minimum un demi-milliard de francs. Mais le cadre et l'objet de ce rapport ne nous permettent guère de dépasser ces brèves indications ; bornons-nous, après M. Jean Laurent, ingénieur en chef de ce service, à souligner l'intérêt que présentera pour l'avenir l'ensemble constitué au sein de la Société hydrotechnique de France par les laboratoires qui opèrent sur modèles réduits d'une part et, d'autre part, par le Service d'Essais et de Contrôle permanent dont les investigations portent sur les ouvrages en vraie grandeur.

Nous donnons ci-après une très brève description des laboratoires de Metz et de Grenoble.

1° *Laboratoire du Saulcy. Expériences réalisées.*

Créé sous l'impulsion de M. de la Brosse, inspecteur général des Ponts et Chaussées, à l'effet d'étudier l'écoulement dans un canal à profil complexe qui devait représenter le Grand Canal d'Alsace à échelle réduite, le laboratoire du Saulcy, à Metz, dont la direction a été confiée à M. Hegly, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées en retraite, s'est par la suite adjoint des moyens d'investigation nouveaux et il comprend actuellement :

- 1° Un modèle au 1/20 du canal précité, à profil complexe ;
- 2° Un modèle au 1/50 de ce même canal ;
- 3° Une rigole en béton aménagée pour l'étude des débits solides, alimentée par une station de pompage pouvant fournir un débit de 150 litres/seconde ;
- 4° Les appareils de mesure et l'outillage courant des expériences d'hydraulique fluviale.

Un canal sinueux en terre est en outre prévu pour l'étude des courants dans les courbes.

Le premier canal s'alimente directement dans la Moselle ; il est pourvu d'un bassin régulateur avec déversoirs de mesure ; sa longueur est de 184 mètres, sa largeur de 7 m. 60 ; sa section en double trapèze est susceptible d'être modifiée pour s'adapter à des expériences diverses ; le régime d'écoulement à réaliser s'obtient par un système de barrage à poutrelles situé à l'aval.

Le second canal a 3 mètres de largeur, 215 mètres de longueur et présente un agencement général semblable au précédent.

La rigole en béton a une section rectangulaire de 1 m. 20 de largeur, 0 m. 90 de hauteur et 35 m. 50 de longueur ; elle est précédée, de l'amont à l'aval, par un bassin de réception alimenté par des pompes, puis par un bassin intermédiaire de 4 m. de largeur destiné à calmer l'agitation du liquide ; ce dispositif se complète par des déversoirs de mesure et en particulier par un déversoir triangulaire pour la mesure des petits débits ; une trémie distributrice du sable est en outre installée à l'amont, pourvue des appareils nécessaires à la pesée du sable transporté par le courant.

Expériences réalisées.

Un grand nombre d'essais, les premiers en date, furent exécutés sur le modèle réduit du Grand Canal d'Alsace ; des parois de rugosités diverses et des débits différents procurèrent, quant à la distribution des vitesses, des résultats fort intéressants, sur lesquels nous ne pouvons toutefois pas nous étendre ; bornons-nous à signaler le point principal, qui est le suivant : l'interpénétration réciproque des courants des deux sections est relativement peu importante car la mesure des vitesses au tube de Pitot décele deux courants distincts ; ce résultat important n'était guère prévisible hors de l'expérience.

Signalons que le laboratoire du Saulcy a été chargé par le Service de la Navigation, de l'étude de siphons métalliques à fonctionnement automatique, à appliquer à des digues en terre à construire pour constituer de grandes réserves d'eau ; ces essais de siphons, actuellement terminés, doivent également trouver leur application dans l'aménagement d'un grand réservoir destiné à alimenter le canal des Houillères.

2° Laboratoire de Beauvert.

Le but principal du laboratoire de Beauvert est de venir en aide à l'industrie hydraulique par l'étude et la résolution des questions que soulève cette industrie et principalement celle des installations de chutes d'eau. Son activité, toutefois, ne se borne pas à ces recherches d'ordre général ; le laboratoire, pourvu de puissants moyens d'expérimentation, est en effet ouvert aux industriels ou services publics qui désirent, soit exécuter eux-mêmes, soit faire exécuter par son personnel technique dans des conditions de discrétion absolue, ce personnel étant engagé par le secret professionnel, les recherches expérimentales qui peuvent leur être utiles dans la construction de leurs machines ou l'établissement d'installations hydrauliques de toute nature, y compris celles relevant de l'hydraulique fluviale.

Voici, très brièvement exposés, les principaux moyens d'action de ce laboratoire, dont la direction a été confiée à M. P. Leroux.

I. — *Chutes motrices.*

Trois chutes d'eau, réalisées par une importante station de pompes centrifuges simples ou multicellulaires aspirant l'eau dans un petit lac, sont affectées à l'étude des modèles réduits de turbines. Ce sont :

1° Une chute pouvant débiter environ jusqu'à 1.500 litres/seconde sous une hauteur variant de 0 m. 70 jusqu'à 4 mètres environ ; elle reçoit des turbines à chambre d'eau ouverte à axe horizontal ou vertical.

2° Une seconde chute dont le débit peut atteindre 700 litres/seconde sous une charge de 9 mètres environ ; pourvue d'une conduite forcée elle peut recevoir des turbines à faible ou forte aspiration ; si besoin est, le débit de cette chute peut être déversé dans la chambre d'eau de la première pour porter le débit de celle-ci à 2.200 litres/seconde environ.

3° Une chute dont le débit de 15 litres/seconde est élevé à une charge qui peut atteindre 200 m. ; un jeu de soupapes placées sur un réservoir d'air amortisseur permet le réglage de la charge aux pressions inférieures.

II. — *Canaux, déversoirs.*

Les canaux de fuite des deux premières chutes ont 100 mètres de longueur, leur profondeur est de 1 m. 20 et leurs largeurs respectives sont de 2 mètres et 1 m. 40.

Bien rectilignes, de sections rectangulaires bien calibrées, ils sont utilisés pour des expériences de natures très variées, telles que le jaugeage par moulinets, la comparaison des diverses méthodes de mesure des débits, les essais d'hydraulique fluviale, de passes à poissons, etc. ; ils se terminent tous deux par des déversoirs de Bazin aménagés avec un soin particulier, et pourvus d'instruments de mesure très précis.

Sur une dizaine de mètres environ de la longueur du canal de 2 mètres la paroi en béton a été remplacée par des glaces de deux centimètres d'épaisseur de façon à permettre d'une chambre d'observation adjacente l'observation visuelle — et également la photographie et la cinématographie — des divers phénomènes examinés, tels, par exemple, que le mécanisme de l'affouillement des radiers

à l'aval des barrages ainsi que les effets correctifs apportés à cet affouillement par les divers systèmes de seuils.

III. — *Etude des pertes de charge.*

Un groupe moto-pompe alimente une chambre d'eau aménagée pour recevoir des conduites forcées ; l'aire plane disponible pour l'installation de ces dernières a 60 mètres de longueur et 15 mètres de largeur ; le débit se mesure, soit par un compteur Venturi disposé sur une canalisation de décharge, soit par un déversoir situé à l'extrémité du canal de 1 m. 40, voire même par ces deux appareils à la fois. On a fréquemment à mettre en compte, dans l'établissement des grands barrages, les pertes de charge à travers les exutoires de crues ; le laboratoire de Beauvert a exécuté des expériences diverses sur les pertes de charge dans les conduites forcées : expériences d'intérêt général sur des conduites rectilignes lisses ou rugueuses, expériences exécutées par — ou pour — des particuliers ou des services publics sur des coudes, collecteurs, robinets-vannes spéciaux, exutoires de crues, etc.

Les appareils adoptés à Beauvert pour ces expériences sont des piézomètres munis de pointes à niveau renversées, de Hegly.

IV. — *Station d'étalonnage d'appareils de mesures hydrométriques.*

Deux procédés, de principes nettement différents, se présentent dans ces opérations : d'une part, l'appareil à étalonner est immobile dans un courant d'eau de vitesse connue, d'autre part, on déplace avec une vitesse connue l'appareil dans l'eau calme.

C'est le premier de ces procédés qui a été employé à Beauvert jusqu'à ce jour. On réalise, au moyen d'un ajustage convergent, un jet d'eau horizontal de 30 centimètres de diamètre à vitesses suffisamment égalisées — et en tous cas soigneusement repérées — aux divers points de la section de sortie de l'ajutage ; on place l'appareil à étalonner, le moulinet par exemple, dans ce jet, lequel est noyé dans le canal de 1 m. 40 dont le déversoir aval indique le débit. L'avantage de ce procédé est, comme on le voit, de réaliser des dispositifs expérimentaux identiques entre l'opération du tarage et le mode d'utilisation ultérieur de l'appareil taré ; par contre, il place les résultats du tarage sous la dépendance de la formule affectée à la mesure du débit.

Le second procédé, également expérimenté à Beauvert, a évidemment un avantage, celui de donner la vitesse par de simples

mesures de longueurs et de temps ; on lui objecte cependant de ne pas réaliser, comme le précédent, l'identité des dispositifs dans le tarage et dans l'utilisation ultérieure de l'appareil ; de plus, il y a quelques précautions à prendre pour que les ondes provoquées dans le canal par le trainage, d'un moulinet par exemple, ne viennent affecter (1) le fonctionnement de l'appareil à l'essai. Des études comparatives entre les deux procédés sont prévues.

Le laboratoire de Beauvert dispose enfin d'une source d'énergie électrique d'une puissance de 50 chevaux qui permet les essais de moto-pompes ainsi que d'un outillage général important sur lequel nous ne pouvons nous étendre ici ; signalons un groupe convertisseur de courant triphasé en courant continu, une dynamo-frein pour la mesure de la puissance des turbines, des appareils de mesure des vitesses, des pressions, des niveaux, etc.

La courte description qui précède montre les directives qui ont présidé à l'élaboration du laboratoire de Beauvert : celle *de ne pas opérer sur des modèles trop petits*. C'est là un point important ; l'obtention d'une similitude hydrodynamique satisfaisante est d'une réalisation infiniment plus délicate et d'ailleurs plus incertaine, en ce qui concerne la nature et l'intensité de la turbulence, avec de petits modèles qu'avec des modèles de dimensions plus grandes. Aussi la puissance établie à Beauvert dans les divers compartiments d'essais permet-elle l'expérimentation sur des unités déjà importantes puisque cette puissance, comme on a pu s'en rendre compte, peut atteindre, voire même dépasser, 60 chevaux. On ne doit pas hésiter en effet, malgré une élévation évidemment fort sensible du coût des modèles et des frais d'expérience, à adopter, surtout lorsqu'il s'agit de grands travaux ou d'appareils hydrauliques coûteux, une échelle susceptible de présenter la plus grande sécurité possible quant à l'extrapolation ultérieure à l'ouvrage projeté, des résultats d'essais sur modèle réduit.

Sous un autre jour, on voit combien s'harmonisent et se complètent les deux laboratoires de la Société hydrotechnique de France, celui du Saulcy à Metz, et celui de Beauvert à Grenoble ; le premier se prêtant particulièrement bien aux essais à très grande échelle relatifs aux canaux et rivières et le second, avec son important outillage mécanique, aux essais d'échelles un peu faibles ou nécessitant un outillage spécial, ainsi qu'aux essais concernant les appareils et machines hydrauliques (pompes, turbines, appareils de mesure, etc.).

(1) A. Foch et J. Laurent. Comptes rendus des Travaux de la Société Hydrotechnique de France, Revue Générale de l'Electricité, 1^{er} novembre 1930, page 530 H.

IV. — ESSAIS CONCERNANT L'HYDRAULIQUE FLUVIALE REALISES AU LABORATOIRE DE BEAUVERT

Ces essais ont été effectués pour le compte d'industriels ou de Services publics, les résultats de ces essais sont leur propriété ; c'est avec leur agrément, d'ailleurs, que nous exposons ci-après les éléments principaux de chacun d'eux.

Coursiers de vannes Stoney

Le problème étudié ici est celui de la forme à donner au coursier pour que la pression de l'eau se déversant par dessus, qui détermine la puissance du treuil de levage, soit minimum ; il a été résolu par la mesure des pressions en un certain nombre de points convenablement répartis des divers types à l'essai ; pour cela on a pratiqué en ces points des trous sur lesquels on a branché des manomètres. Ces expériences ont été réalisées dans la partie vitrée du canal de 2 mètres. L'échelle du modèle était d'environ 1/15.

Déversoir de crues d'un barrage et tunnel d'évacuation.

Il s'agit, en l'espèce, d'un barrage très important en construction sur la rivière La Romanche, le barrage dit « du Chambon » à proximité du Freney d'Oisans ; les crues sont évacuées dans un long canal latéral à section trapézoïdale (voir fig. 1) progressivement croissante dont la paroi amont, arrasée à un niveau convenable, fait fonction de déversoir de crues ; à l'aval et au point bas de ce canal collecteur s'amorce un tunnel à section circulaire creusé dans le rocher, qui évacue le débit en fonctionnant en charge.

Le modèle a été réalisé à une échelle assez grande, celle de 1/12 ; les expériences ont non seulement montré les caractéristiques de la nature de l'écoulement dans le canal collecteur mais elles ont surtout permis la mise au point de l'entrée évasée du tunnel en charge, et de la répercussion de celle-ci sur les conditions de l'écoulement dans le collecteur des crues.

On a pu établir ainsi les éléments d'un dispositif susceptible d'évacuer des crues de 350 m.c. à la seconde.

Disons ici que les réserves à faire touchant la similitude entre une expérience à échelle réduite d'hydraulique fluviale et le phénomène en vraie grandeur, consistent principalement, étant donné que l'invariant de similitude admis en l'occurrence est obligatoirement celui de Reech-Froude, en ce que ce paramètre peut ne traduire

qu'imparfaitement la similitude des frottements fluides ; on ne peut douter d'ailleurs que dans une même expérience il les traduise mieux en certaines régions que dans d'autres où l'écoulement peut se trouver plus tranquille ; toutefois, dans la généralité des cas d'hydraulique fluviale l'agitation d'ensemble est assez grande et l'on admet le paramètre de Reech-Froude pour traduire la similitude des frotte-

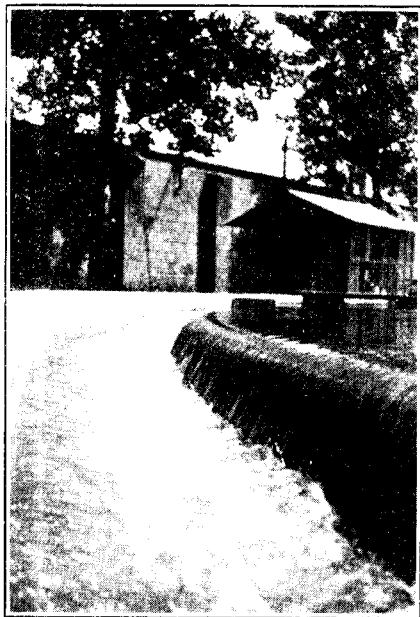


Fig. 1. — Déversoir de crues du barrage du Chambon.

ments tant intérieurs que sur les parois ; en fait, c'est ce paramètre qui la traduit avec une approximation acceptable dans les conduites forcées industrielles où la perte de charge se traduit pratiquement, K désignant une constante, par une expression qui diffère peu de

$$K \frac{V^2}{D}$$

Tunnel souterrain à écoulement libre.

La Marne, immédiatement à l'amont de son confluent avec la Seine, décrit une boucle importante qui enveloppe l'isthme de Saint-Maur ; un canal rectiligne souterrain coupe cette boucle afin de faci-

lité la navigation. Dans le but de faire concourir cet ouvrage à l'évacuation des crues et d'éviter ainsi l'inondation éventuelle de l'isthme, le Service de la Navigation de la Seine a dû apporter des modifications aux éléments du canal souterrain, modifications nécessitées par les exigences de la navigation. Quelque rigueur que l'on y ait apporté, on ne s'en est pas tenu aux études et aux calculs ; certains phénomènes d'ailleurs tels que les courants partiels, les remous, c'est-à-dire en un mot la nature et l'intensité de la turbulence dans l'écoulement général, sont presque toujours imprévisi-

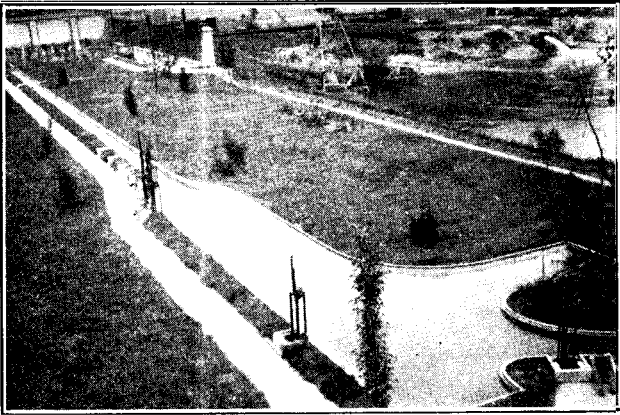


Fig. 2. — Modèle des ouvrages de Saint-Maur.

bles, et puisque dans certains cas, comme celui qui nous occupe, ces phénomènes présentent une grande importance, l'expérimentation par modèle réduit s'impose, car seule elle peut déceler leur allure générale.

Un modèle, à l'échelle de 1/20, de tous les éléments nécessaires de l'ensemble précité fut donc construit au laboratoire de Beauvert (voir fig. 2) ; son développement n'a pas moins de 70 mètres de longueur. Indépendamment d'un jeu de vannes destiné à réaliser des débits divers, fut reproduite une grande vanne Stoney existant réellement, et dont le rôle est de régler le tirant d'eau nécessaire à la navigation ; on établit de plus, tout le long du canal souterrain (à ciel ouvert sur le modèle) un jeu de piézomètres à pointes renversées dans le but de relever très exactement la ligne d'eau pour tous les cas prévus des débits de la Marne et du canal.

Les expériences, poursuivies en commun par le Service des Ponts et Chaussées et le Laboratoire, ont confirmé tout d'abord les

caractéristiques générales de l'écoulement déterminées *a priori* par le calcul ; leur utilité s'est manifestée précisément dans la partie imprévisible des phénomènes ; on a en effet constaté un courant déporté sur l'une des rives à la sortie du canal souterrain ; dans cette région, par un évasement progressif, la largeur passe de 9 mètres à environ 35 mètres ; des modifications successives du modèle ont conduit à une double opération qui a parfaitement régularisé les vitesses dans la partie évasée et à l'aval de cet évasement : un relèvement progressif du radier en même temps qu'un épanouissement défini de la tête aval. Or, les retouches du modèle correspondant à ces deux opérations ne représentent qu'une dépense minime ; si l'on songe à la dépense et au temps nécessaires à de semblables transformations sur un ouvrage réel imparfait, construit sans expérimentation préalable sur modèle réduit, et si l'on met en compte que très souvent même ces modifications sont irréalisables, on est conduit à cette conclusion que cette expérimentation devient une nécessité pour toute installation hydraulique importante.

Débit par dessus les vannes d'un barrage mobile.

Le barrage de « La Jourdanie », sur le Tarn, comporte 5 pertuis commandés par des vannes Stoney à coursier supérieur ; on s'est proposé d'étudier le passage de débits importants allant jusqu'à 350 mètres cubes par seconde par dessus ces vannes abaissées, en relevant, pour chaque débit donné, les niveaux amont en fonction des diverses cotes imposées du niveau aval ; chaque pertuis devant être

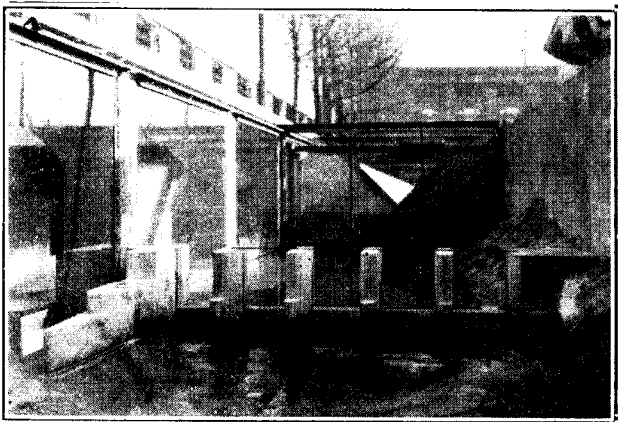


Fig. 3. — Modèle du barrage de la Jourdanie, à sec, vu de l'aval.

considéré successivement comme indisponible, masqué par des batardeaux à fins de réparations par exemple, le flot ne disposait que de 4 pertuis pour son écoulement.

Pour assurer au mieux la similitude des phénomènes entre l'ouvrage réel et le modèle, les berges et le lit de la rivière ont été reproduits sur plus de 100 mètres à l'amont et de 60 mètres à l'aval (voir fig. 3 et 4) ; étant donné la simplicité relative du phénomène à étudier et la marge de sécurité qu'en conséquence on peut attendre de l'extrapolation à l'ouvrage réel des résultats d'expériences sur mo-

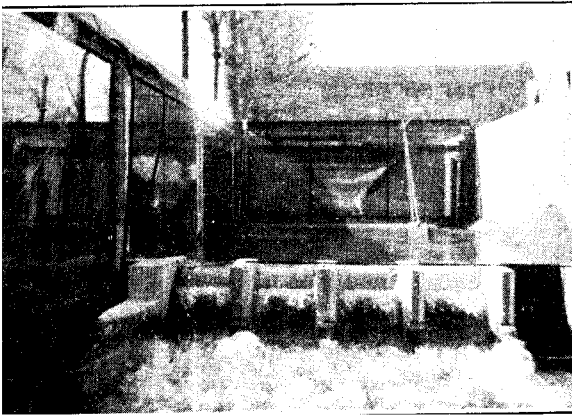


Fig. 4. — Modèle du barrage de la Jourdanie, en eau, vu de l'aval.

dèle, on a admis ici l'échelle de 1/50, échelle qui aurait pu d'ailleurs être réduite encore sans grand inconvénient si la configuration des berges avait été très régulière.

Les débits, relativement peu élevés sur le modèle, de 35 à 232 litres, ont été mesurés au moyen d'un déversoir triangulaire placé dans le canal d'alimentation, à l'amont du modèle ; ce déversoir avait été préalablement taré par comparaison avec un déversoir à contraction latérale et sa charge était relevée par un manomètre à eau ; d'autres manomètres, disposés dans des zones d'eau morte, donnaient les niveaux amont et aval, les prises de pression consistaient en petits tubes de laiton perforés latéralement et obstrués à leur extrémité libre.

Le modèle tout entier était installé dans le grand canal de 2 mètres, au droit de la paroi vitrée au travers de laquelle le phénomène était entièrement visible ; le débit se réglait au moyen de la vanne

placée sur le refoulement de la pompe d'alimentation ; quant à l'agitation de l'eau provenant de sa chute du déversoir triangulaire, elle était amortie et ramenée à une turbulence normale par un jeu de toiles métalliques barrant le courant, suivies de deux petits radeaux amarrés au bord du canal ; à l'aval, trois clapets au travers lesquels l'eau était canalisée étaient disposés sur le radier même du canal et le réglage de leur ouverture établissait le niveau aval à la cote désirée.

Les nombreuses expériences exécutées ont donné de précieuses indications pour l'érection de l'ouvrage.

Protection contre les affouillements.

La Société Isère-Vercors, pour son barrage de Pizançon, sur l'Isère, a procédé, au laboratoire de Beauvert, à des essais ayant pour objet de limiter au minimum, par un agencement convenable du radier du barrage, les affouillements à l'aval de celui-ci ; on a reproduit trois des cinq pertuis du barrage à l'échelle de 1/27, l'aval des radiers essayés étant constitué par un lit de sable disposé au droit de la paroi vitrée du grand canal de 2 mètres ; les soixante centièmes du débit de l'Isère, à affecter aux trois vannes que comportait le modèle, s'échelonnaient de 214 mc. à 940 mc., soit 57 à 250 litres pour le modèle. La nature de l'écoulement a été très commodément observée au travers de la paroi vitrée ; pour chaque type de radier on a pu examiner le mécanisme même des affouillements, et en particulier celui du remblayage automatique par les rouleaux-tourbillons provoqués par certains dispositifs. Pour chacun de ces dispositifs, simples massifs oblongs en chicane, seuils dentés divers, on a, au surplus, examiné un certain nombre de régimes d'écoulement, déversement par dessus la vannette supérieure, écoulement par dessous ainsi qu'un certain nombre de débits intermédiaires. Les profils des divers affouillements ont été relevés avec soin et cet ensemble d'expériences a donné des résultats pratiques extrêmement utiles ; nous en donnerons la conclusion en signalant que l'affouillement minimum a été obtenu avec un radier à seuil denté.

Affouillements provoqués par un déversoir de crues.

Afin de parer à l'inondation de la plaine du Bourg-d'Oisans par les crues de la rivière La Romanche, le Service des Ponts et Chaussées de l'Isère a prévu deux déversoirs de crues de 90 mètres de longueur chacun dont nous donnons ci-après la description et qui ont

pour office d'évacuer, en la dirigeant dans des terrains en contre-bas, la partie du débit susceptible d'inonder la plaine.

Il s'agit, en l'espèce, de déversoirs à talus (voir fig. 5 et 6) en béton, présentant successivement dans le sens transversal de l'évacuation de l'eau :

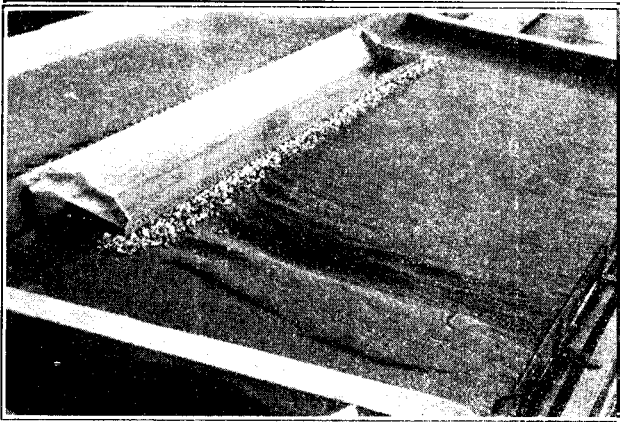


Fig. 5. — Modèle du déversoir de crues de la Romanche. Affouillements inégalement répartis.

1° Un parement amont incliné à 45°, remplaçant la berge, au bas duquel sont disposés de gros enrochements artificiels dont le rôle est de briser le courant de la rivière.

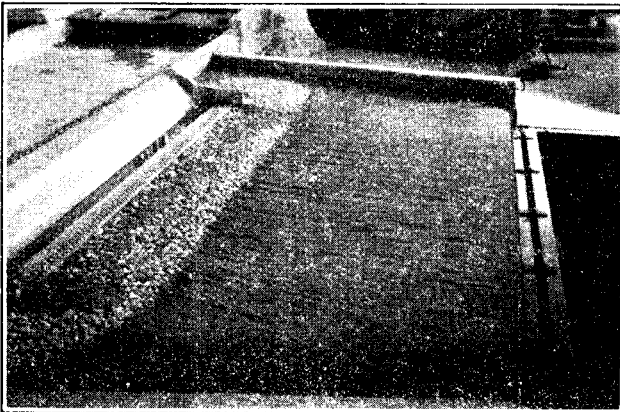


Fig. 6. — Modèle définitif du déversoir de crues de la Romanche. Affouillements minima et également répartis.

2° Une crête horizontale de 4 mètres environ de largeur arrasée un peu au-dessous du niveau général de la berge et destiné à recevoir, en temps normal, une certaine épaisseur de terre rattrapant ce niveau.

3° Un parement aval, également incliné à 45°, descendant jusqu'à une cuvette de 3 mètres de largeur et 1 mètre de profondeur environ.

4° Un radier relevé, à la pente $1/5$, de 5 m. 50 environ de développement, muni à l'aval d'une double rangée de dents disposées en chicane. Faisant suite à tout ce massif en béton sont disposés, sur une aire de 5 mètres environ de largeur, des enrochements sur lesquels le courant s'amortit encore avant d'atteindre le terrain naturel.

Le Service des Ponts et Chaussées a demandé au laboratoire de Beauvert d'étudier les affouillements de ce terrain.

Le modèle, à l'échelle de $1/50$, reproduisait l'ouvrage précité ainsi qu'un développement total d'environ 200 mètres du lit de la rivière ; à l'aval de ce fragment du lit, une vanne spéciale permettait d'établir à volonté le tirant d'eau voulu, et de faire débiter plus ou moins le déversoir de crues. On mesurait le débit de ce dernier par un déversoir triangulaire soigneusement taré et le débit total au moyen d'une tuyère, type Râteau, placée sur la conduite de refoulement de la pompe d'alimentation et également tarée avec précision.

La durée de fonctionnement du déversoir dans chaque expérience était mécaniquement semblable à celle des crues de la Romanche.

Les expériences avaient pour but la recherche des conditions assurant le minimum d'affouillements ainsi que leur répartition aussi uniforme que possible. Elles ont porté sur un débit de crue de la Romanche de 700 mc. dont 150 mc. à évacuer par le déversoir ; l'expérimentation préalable sur modèles réduits a montré une fois de plus ici toute son importance.

Le plan général de la crête, disposé tout d'abord parallèlement à celui du fond du lit de la rivière, donna un débit inégal le long de l'ouvrage provoquant une localisation, et par suite une aggravation, des affouillements à l'aval ; une importante série d'essais fut alors envisagée avec diverses contre-pentes de la crête, dispositions que l'on réalisait d'ailleurs facilement en faisant pivoter autour d'un axe transversal le modèle tout entier. La correction progressive de l'inégalité des affouillements et surtout de leur intensité fut finalement obtenue par une série de retouches supplémentaires telles que celle, par exemple, du raccordement du bajoyer amont avec la rive du

cours d'eau afin de supprimer une zone d'eau morte qui se formait au pied de ce bajoyer, ainsi que par la recherche des dimensions nécessaires des enrochements placés à la suite de l'arête finale du déversoir et leur cote par rapport à cette arête. Les résultats de ces diverses mesures atténuèrent considérablement l'importance et l'inégalité de la répartition des affouillements.

Etude d'un grand ouvrage de prise d'eau.

Cette prise d'eau est celle de Kembs qui donne naissance au Grand Canal d'Alsace en relevant d'environ 7 mètres le niveau du Rhin. Il s'agissait ici d'étudier la répartition des vitesses au voisinage de ce barrage tant dans le Rhin que vers l'entrée du Canal ainsi que les affouillements à l'aval du barrage mobile et éventuellement les modifications possibles du lit du fleuve.

On sait que la largeur du Canal d'Alsace est de 80 mètres au plafond et 150 mètres à la surface du plan d'eau.

Le barrage mobile comporte 5 pertuis de 30 mètres chacun avec 11 m. 50 de retenue, chaque travée étant pourvue de deux vannes Stoney superposées.

Le modèle, à l'échelle de 1/200, avait une longueur totale de 12 mètres et une largeur variant de 2 à 4 mètres. Il comportait, pour le Rhin, la reproduction exacte du lit sur une longueur d'environ 2 kilomètres en amont du barrage et 300 mètres en aval et, pour le canal, un développement de 400 mètres. Le terrain naturel était constitué par du sable criblé au tamis de 1 mm. 5, cette dimension encadrant la gamme des alluvions du terrain réel et l'ensemble reposait sur une ossature en béton ; celle-ci était munie à la partie supérieure sur tout son pourtour, d'une rigole que l'on remplissait d'eau, matérialisant ainsi un plan horizontal de repère auquel on rapportait tous les profils transversaux.

L'alimentation en eau se faisait par une pompe dont la canalisation de refoulement portait une tuyère de jaugeage du débit et qui débouchait, par un tube anti-remous, dans un premier réservoir ; celui-ci en alimentait un second par l'intermédiaire d'un déversoir à crête épaisse où l'écoulement était amené à un état normal de turbulence au moyen d'un radeau amarré sur ses bords.

Comme on l'avait fait pour le modèle précédent du déversoir de crues, les tirants d'eau à l'aval du barrage et dans le canal étaient réglés au moyen de vannes coulissantes à fenêtres de toute la largeur des sections d'eau, de façon à ne provoquer aucune irrégularité de l'écoulement sur toute la hauteur du courant d'eau,

Le débit du canal était envoyé dans un large tube vertical au bas duquel il était mesuré par une tuyère de jaugeage débitant à l'air libre ; le débit du Rhin à l'aval du barrage s'en déduisait par différence avec le débit total. Un système de limnimètres à pointes servait à relever les niveaux de l'eau aux points désirés. Après chaque expérience on procédait au relevé du lit affouillé à l'aval du barrage — et éventuellement à l'amont — au moyen d'un fil à plomb gradué porté par le bras horizontal d'un appareil métallique rigide, mobile autour d'un axe rigoureusement vertical ; on en déduisait les courbes de niveau qu'on matérialisait au moyen de fils de laine blanche de façon à pouvoir les enregistrer par la photographie.

La grandeur des vitesses se déterminait par le procédé des flotteurs lestés et leur direction au moyen de petits fragments de laine suifée fixés à des fils transversaux que l'on photographiait également.

Le programme des expériences était le suivant :

Quatre régimes étaient à étudier, caractérisés par un débit constant de 850 mc. dans le canal et un débit total du Rhin variant de 1.085 à 3.530 mc. ; ces régimes correspondaient aux divisions 1 m., 2 m., 3 m. et 4 m. du limnimètre de la ville de Bâle située à l'amont du barrage. Pour chacun de ces régimes trois modes d'écoulement étaient envisagés :

a) les vannes inférieures seules levées ; l'écoulement a lieu par dessous.

b) les vannes inférieures abaissées ; l'écoulement est en déversoir.

c) Les vannes supérieures complètement effacées devant les vannes inférieures puis les deux vannes levées ensemble ; l'écoulement participe alors à la fois des deux précédents.

Dans une deuxième série d'expériences on reprenait les dispositifs b) et c) ci-dessus, mais avec 4 pertuis ouverts seulement, chacun d'eux étant successivement fermé. Cette deuxième série provoquait à l'aval du barrage des courants de retour latéraux qui n'existent pas lorsque tous les pertuis sont ouverts.

Une longue série d'expériences fut ainsi réalisée, dont nous n'avons pu donner qu'un aperçu, mais que nous illustrons par les figures 7 et 8. La figure 7 montre un diagramme des vitesses en direction, l'écoulement est, comme on le voit, d'une régularité fort satisfaisante ; la figure 8 montre un repérage des affouillements provoqués par une crue dont la durée a été largement estimée et traduite par une durée d'expérience en similitude avec la durée réelle.

L'extrapolation de ces résultats aux ouvrages en vraie grandeur

montre que les installations prévues doivent donner toute satisfaction ; c'est l'invariant de Reech-Froude qui est à la base de cette extrapolation, et il sera intéressant de vérifier avec quelle approximation la similitude appuyée sur cette invariance est vérifiée par les faits.

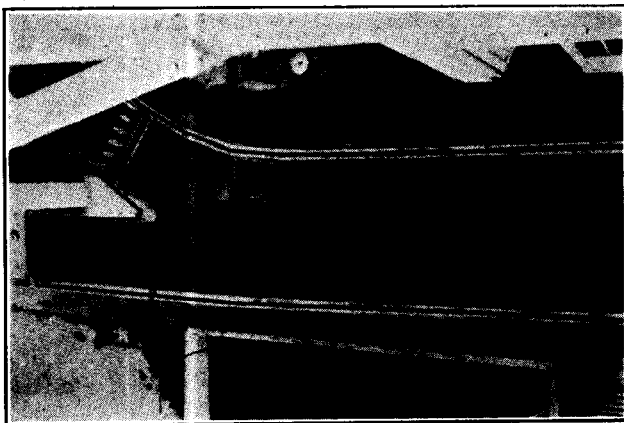


Fig. 7. — Modèle du barrage de Kembs. Spectre des vitesses pour le 1^{er} régime.



Fig. 8. — Modèle du barrage de Kembs. Courbes de niveau des affouillements à l'aval du barrage pour le 2^e pertuis fermé. (4^e régime)

V. — CONCLUSION

Dans la présente exposition, il n'est pas question de méthodes ou matériaux spéciaux pour l'exécution des ouvrages hydrauliques, ni d'épreuves relatives à leur réception, pour lesquelles d'ailleurs la Société hydrotechnique de France a créé un service important, mais uniquement du passage préalable des installations hydrauliques au crible de l'expérimentation sur modèle réduit ; notre conclusion ne peut donc être que très courte, mais elle n'en est pas moins nette.

La complexité des phénomènes hydrauliques dont le calcul ne peut donner de solutions à peu près certaines que dans des cas théoriques très simples et, comme conséquence, l'imprévisibilité presque totale par le simple calcul des particularités de l'écoulement, souvent d'une grande importance ; d'autre part, la sécurité relative, aujourd'hui constatée, que l'on peut attendre, en général, de l'extrapolation aux ouvrages réels des résultats d'essais sur modèles réduits, imposent la conclusion que cette expérimentation préalable, qui ne représente qu'une dépense minime, est une mesure de sécurité largement légitimée dans presque toutes les constructions hydrauliques, et qu'en ce qui concerne les installations importantes ou leurs organismes partiels, son exécution devient même une mesure de prudence que l'on ne peut négliger sans s'exposer à des mécomptes.

VI. — RESUME

Afin de rendre le présent rapport d'une lecture plus facile, nous l'avons divisé en quatre parties :

La première résume très succinctement les principes les plus généraux de la similitude hydrodynamique ainsi que les particularités éventuelles de leur application à l'hydraulique fluviale.

La seconde réalise un rappel des essais à échelle réduite choisis parmi les exemples classiques et parmi ceux suscités couramment par les installations de force hydraulique, à l'exception toutefois des expériences exécutées au laboratoire de Beauvert que nous avons particulièrement en vue, et qui font l'objet de la dernière partie.

Il était nécessaire de porter à la connaissance du Congrès, au moins d'une façon succincte, l'outillage qu'avec ses laboratoires, la Société hydrotechnique de France consacre aux recherches d'intérêt général ou qu'elle met à la disposition des sociétés industrielles et

Services publics pour leurs recherches personnelles ; cest l'objet de la troisième partie.

Enfin, la quatrième et dernière partie expose, entre tous les essais effectués au laboratoire de Beauvert, ceux qui sont susceptibles d'intéresser plus spécialement le présent Congrès, c'est-à-dire les essais relevant de l'hydraulique fluviale, et, parmi ces derniers, ceux qui forment un groupement de problèmes d'une suffisante généralité à l'égard des barrages considérés, non seulement dans leur ensemble, mais aussi dans leurs organismes partiels.

TABLE DES MATIERES

I. — <i>Remarques sur la similitude hydrodynamique et particularités de son application à l'hydraulique fluviale.</i>	
Généralités relatives aux courants liquides	17
Particularités concernant les débits solides	20
Méthode des modèles multiples	20
II. — <i>Quelques exemples d'essais sur modèles réduits réalisés à ce jour</i>	22
Expériences de Reynolds sur l'estuaire de la Mersey	23
Amplification de l'échelle des hauteurs	24
Evacuation de crues à travers un barrage mobile	24
Travaux d'assèchement du Zuyderzee	24
Seuils dentés et autres contre les affouillements	25
Evacuateurs de crues à travers les barrages-réservoirs	26
III. — <i>Les laboratoires de la Société hydrotechnique de France.</i>	27
Laboratoire du Saulcy. Expériences réalisées	28
Laboratoire de Beauvert :	
1° Chutes motrices	30
2° Canaux ; déversoirs	30
3° Etude des pertes de charge	31
4° Station d'étalonnage d'appareils de mesure hydrométriques	31
IV. — <i>Essais concernant l'hydraulique fluviale réalisés au laboratoire de Beauvert</i>	33
Coursiers de vannes Stoney	33
Déversoir de crues d'un barrage	33
Tunnel souterrain à écoulement libre s'épanouissant à l'aval ..	34
Débit par dessus les vannes d'un barrage mobile	36
Protection contre les affouillements	38
Affouillements provoqués par un déversoir de crues	38
Etude d'un grand ouvrage de prise d'eau	41
V. — <i>Conclusion</i>	44
VI. — <i>Résumé</i>	44

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Die Ausbildung der Sturzbetten bei Überfallwehren und Talsperren

von TH. REHBOCK.

Professor a. d. Technischen Hochschule, Karlsruhe.

Für den Bestand von Stauwerken, die von Wasser überflutet werden, ist ein zweckmässig ausgebildetes *Sturzbett* eine wichtige Voraussetzung.

Fast auf keinem anderen Gebiet des Wasserbaues bestand bis vor kurzem eine so weitgehende Unsicherheit über die beste Art der Ausbildung als gerade auf demjenigen des Sturzbettbaues. Grosse Summen sind infolge unweckmässig erbauter Sturzbetten unnütz verausgabt worden und bedeutende Mittel, die sich in manchen Fällen bei einzelnen Wehren auf Hunderttausende, ja Millionen Mark beliefen, mussten aufgewandt werden, um den durch unsachgemässe Ausbildung von Sturzbetten entstandenen Schaden zu beseitigen.

Erst seitdem in den letzten Jahren eine systematische Erforschung des Wasserabflusses über Stauwerke durch Modellversuche in wasserbaulichen Versuchsanstalten erfolgt ist, gelang es, die Art und Ursache der Angriffe des Wassers besser zu erkennen und Mittel zur Verhütung von Schäden aufzufinden.

Wenn auch das Problem der besten Ausbildung von Sturzbetten noch keineswegs für alle vorkommenden Fälle als gelöst betrachtet werden kann, so sind doch in den letzten beiden Jahrzehnten bedeutende Fortschritte erzielt worden. Manche Unsicherheit, die früher dem Wasserbauingenieur schwere Sorge bereitet hat, kann als behoben bezeichnet

werden. Die neuen Erkenntnisse haben dazu geführt, manche früher für zweckmässig gehaltene Massnahme als fehlerhaft und schädlich zu verwerfen und zum Teil sogar durch geradezu entgegengesetzte Vorkehrungen zu ersetzen.

So hat sich die weitverbreitete Ansicht, dass es zweckmässig sei, das Sturzbett über die Durchflussbreite bzw. die Überfalllänge der Wehre hinaus seitlich zu verlängern als ein Fehler erwiesen, der zu ernstlicher Gefährdung von Wehranlagen geführt hat. Auch die Ansicht, dass es erwünscht sei, den Wasserstrom durch eine gekrümmte oder gebrochene Linienführung der Wehrachse stark nach der Flussmitte hin zu konzentrieren, um die Ufer vor Auswaschungen zu schützen, hat sich als unrichtig herausgestellt. Denn es wurde einwandfrei beobachtet, dass die Auskolkungen vor den Ufern in den meisten Fällen nicht durch einen zu starken Wasserabfluss am Ufer entlang, sondern im Gegenteil durch fehlenden Abfluss in den seitlichen Teil des Flussbettes hervorgerufen werden. Denn dabei entstehen die schädlichen Uferwalzen mit lotrechten Achsen, deren stromaufwärts gerichtete Strömung vor den Ufern Auswaschungen der Sohle veranlasst, die zu Uferabbrüchen und zu Beschädigungen der Stauwerke selbst führen können.

Bei der Bedeutung einer guten Ausbildung der Sturzbetten vor Wehren und Talsperren wurden die Arbeiten des Karlsruher Flussbaulaboratoriums in den letzten 15 Jahren immer mehr auf das Studium dieser Frage konzentriert. Für weit über Hundert verschiedene Wehre und Talsperren in über 30 verschiedenen Ländern wurden Modellversuche durchgeführt, bei denen es möglich war, reiche Erfahrungen im Sturzbettbau zu sammeln. Denn unter den untersuchten Stauanlagen waren neben vielen kleineren auch solche bis zu den grössten Abmessungen wie die *Wehranlagen* Klingnau in der Aare, Ryburg-Schwörstadt im Rhein, das Struma-Wehr am Kerkini-See in Mazedonien, die Wehranlage Alcala del Rio bei Sevilla im Guadalquivir, die Wehranlage im Rio Neuquen in Argentinien, das Backriver-Wehr im St. Lorenzstrom bei Montreal, das Shinogawa Wehr der japanischen Reichsbahnen, das Salin-Wehr in Hinterindien, zwei Wehre in Annam im Song Yen und im Song Day sowie eine grosse Zahl von *Talsperren* mit Absturzhöhen bis über 50 m und mit überstürzenden Wassermengen bis zu 6000 m³/s und mehr, wie der Madden-Dam in Panama, die Komaki-Talsperre in Japan und eine grössere Zahl nordamerikanischer und afrikanischer Talsperren.

Bei den angestellten Untersuchungen am Modell, von denen einige nach Erbauung der Stauwerke mit den Beobachtungen in der Natur verglichen werden konnten, wurde vor allem dem Einfluss der Unterwassertiefe auf den Abflussvorgang, der Höhenlage und der Ausbildung des

Sturzbettes sowie der Ausbildung der Ufer unterhalb der Wehranlagen Beachtung geschenkt. Aus den angestellten Untersuchungen ergeben sich die folgenden Grundsätze für die Ausbildung von Sturzbetten:

1. Die *Höhenlage der am besten waagrecht auszubildenden Sturzbetten* ist so zu wählen, dass der Wechselsprung möglichst dicht am Absturz erfolgt, was der Fall ist, wenn das Sturzbett bei jedem vorkommenden Abfluss wenigstens um das Mass t_2 unter der Höhenlage des Unterwasserspiegels liegt, wobei t_2 am einfachsten aus der mittleren Abflussgeschwindigkeit u_1 und der Wassertiefe t_1 im schiessenden Wasserstrom am Fuss des Absturzes berechnet wird mit Hilfe der empirisch abgeleiteten Formel:

$$(1) \quad t_2 = 1,41 \cdot u_1 \cdot \sqrt{\frac{t_1}{g}} - 0,45 t_1$$

die sich für g in m/s^2 vereinfacht in die nur für Metermass gültige einfache Formel:

$$(2) \quad t_2 = 0,45 (u_1 \cdot \sqrt{t_1} - t_1)$$

2. Die *Breite B der Sturzbetten*, in der Fliessrichtung des Wassers gemessen, kann, wenn die Höhenlage des waagerechten Sturzbettes nach Formel (2) richtig bestimmt ist, verhältnismässig klein gewählt werden. Sie braucht bei massiven Überfallwehren und Talsperren nicht grösser zu sein als:

$$(3) \quad B = 2 h_{\max} + 0,125 p,$$

in welcher Formel h die Überfallhöhe und p die Höhe der Staumauer über der Höhe des Sturzbettes bedeutet.

3. Die *Ausbildung des Sturzbettes*. Da dem Wasserstrom seine Energie im Wechselsprung durch eine Deckwalze von der Oberfläche entzogen wird, sind nach erfolgtem Fliesswechsel die Geschwindigkeiten im Wasserstrom zwar von mässiger Grösse aber zunächst abnormal verteilt, insofern die Sohlengeschwindigkeiten die Oberflächengeschwindigkeiten an Grösse übertreffen. Zur möglichst schnellen Beseitigung dieses Übelstandes, ist am Sturzbettende eine zweckmässig ausgebildete *Schwelle* anzubringen, welche die Aufgabe hat, die zu grossen Abflussgeschwindigkeiten dicht über der Sohle der Oberfläche des Wasserstromes zuzuführen.

Die wirksamste bekannte Form der Endschwelle ist eine niedrige durchlaufende Schwelle mit aufgesetzten *Zähnen (Zahnschwelle)*, die den Wasserstrom in zahlreiche einzelne Lamellen mit von einander abweichenden Fliessrichtungen zerlegt, die normale Geschwindigkeitsverteilung auf kurzer Lauflänge wieder hervorruft, eine genü-

gend grosse Grundwalze mit stromaufwärtsgerichteter Sohlenströmung erzeugt und den ungehinderten Abgang des Geschiebes durch die Lücken zwischen den Zähnen ermöglicht.

Infolge der stromaufgerichteten Grundströmung unterhalb der Zahnschwelle, die das Abwandern von Bodenteilen verhindert, entstehen unmittelbar am Sturzbett bei gleichmässig verteiltem Abfluss selbst bei einem Flussbett aus einem leicht beweglichen Material (Kies) überhaupt keine Auskolkungen.

Die infolge der ungleichmässigen Verteilung des Abflusses am Ufer und unterhalb von Pfeileraufbauten entstehenden Kolke aber werden durch die den Wasserabfluss ausgleichende Wirkung der Zahnschwelle gemildert, in manchen Fällen auch ganz beseitigt.

4. Die *Höhe der Zähne* h_z der Zahnschwelle über der Höhe des Sturzbettes, die zweckmässig doppelt so gross gewählt wird wie die Höhe der durchlaufenden Schwelle, kann berechnet werden mit der für jede Masseinheit gültigen Formel:

$$(4) \quad h_z = 0,08 h_{\max}^{2/3} \cdot p^{1/3}$$

5. Die *Ausbildung der Ufer* unterhalb der Wehre ist in schlanker Linienführung so zu wählen, dass ein möglichst allmählicher Übergang von der Breite des Abflussprofils über dem Sturzbett zur Breite des anschliessenden Flussbettes stattfindet, um dadurch das Auftreten von Uferwalzen mit lotrechten Achsen mit ihren schädlichen Wirkungen zu verhindern.
6. *Spülöffnungen* sollten bei festen Wehren nach Möglichkeit vermieden werden, da sie eine ungleichmässige Wasserableitung im Unterwasserbett hervorrufen und dadurch die Entstehung von schädlichen Seitenwalzen begünstigen.

Wo Spülöffnungen nicht zu vermeiden sind, müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden, um die schädliche Wirkung der Wasserwalzen mit lotrechten Achsen nach Möglichkeit einzuschränken.

7. Bei *beweglichen Wehren* mit mehreren verschliessbaren Öffnungen ist die Erzeugung eines möglichst gleichmässigen Abflusses des Wassers durch alle Öffnungen, oder aber eine langsame Abnahme des Abflusses von der Flussmitte nach den Ufern hin anzustreben. Wenn aus irgend einem Grunde eine Öffnung eines Wehres mit mehreren Öffnungen verschlossen bleiben muss, empfiehlt es sich, auch die benachbarten Öffnungen zu drosseln, um zu schroffe Übergänge im Abfluss zu verhüten und die in diesem Fall unvermeidlichen stehenden Wasserwalzen abzuschwächen.

8. In allen Fällen, in denen eine stark *ungleichmässige Wasserableitung in das Unterwasserbett* eines Wehres nicht verhütet werden kann, ist die Frage sorgfältig zu prüfen, durch welche Mittel der ungünstige Einfluss der ungleichmässigen Wasserverteilung eingeschränkt werden kann. Hierzu sind *Modellversuche* das beste ~~und meist allein~~ sicher zum Ziele führende Mittel.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Sickerwasserbewegung im Erdreich

VON TH. REHBOCK.

Professor a. d. Technischen Hochschule, Karlsruhe.

Bei jedem Staudamm aus wasserdurchlässigem Schüttmaterial sowie bei massiven Stauwerken auf durchlässigem Untergrund setzt die richtige Beurteilung der Standsicherheit und der eintretenden Wasserverluste die Kenntnis des zu erwartenden Strömungsvorganges voraus. Über die Gesetze, nach denen sich diese Strömungsvorgänge vollziehen, bestehen immer noch Meinungsverschiedenheiten. Vielfach wird behauptet, dass die nach dem allgemein bekannten Darcy'schen Gesetz bestehende *einfache* Proportionalität zwischen den Geschwindigkeiten und den relativen Druckgefällen nicht richtig sei und durch andere Beziehungen ersetzt werden müsse. Diese Meinungsverschiedenheiten erklären sich daraus, dass eine zuverlässige experimentelle Überprüfung der aufgestellten Theorien erhebliche Schwierigkeiten bereitet. Schon durch geringfügige Verschlammungen und Gefügeänderungen des Bodens sowie durch die Ausscheidung von Gasen im Innern des Erdreiches können wesentliche Änderungen in den Abflussbedingungen eintreten und zu der unrichtigen Annahme Veranlassung geben, dass die Beziehung zwischen Geschwindigkeit und Druckgefälle durch irgend ein Potenzgesetz zutreffender als durch das einfache Darcy'sche Gesetz dargestellt werden könne.

Über diese wichtige Frage brachten in den letzten Jahren die in dem vom Verfasser geleiteten Flussbaulaboratorium der Technischen Hoch-

schule Karlsruhe ausgeführten umfangreichen Grundwasserströmungsversuche, die auch für den etwas verwickelten Fall der Umströmung eines beiderseits durch Spundwände begrenzten Wehrbauwerkes unternommen wurden, weitere Klarheit.

Angeregt wurden diese Versuche durch Untersuchungen, die im Auftrag der griechischen Regierung für eine Wehranlage am Struma-Fluss bei Kerkini durchgeführt wurden und unter anderem auch die zu erwartenden Strömungsverhältnisse des Grundwassers unter dem Wehre experimentell klären sollten.

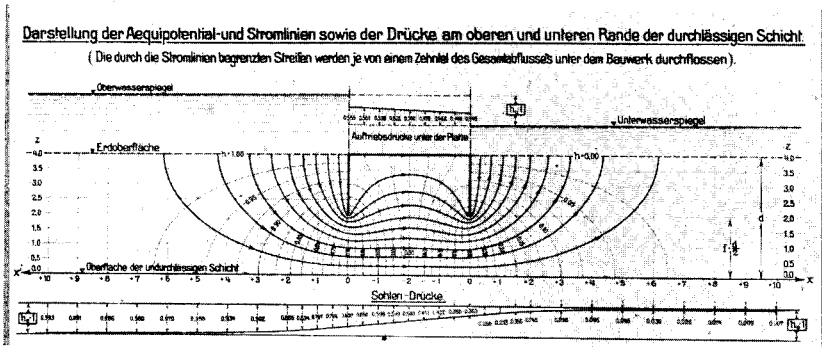
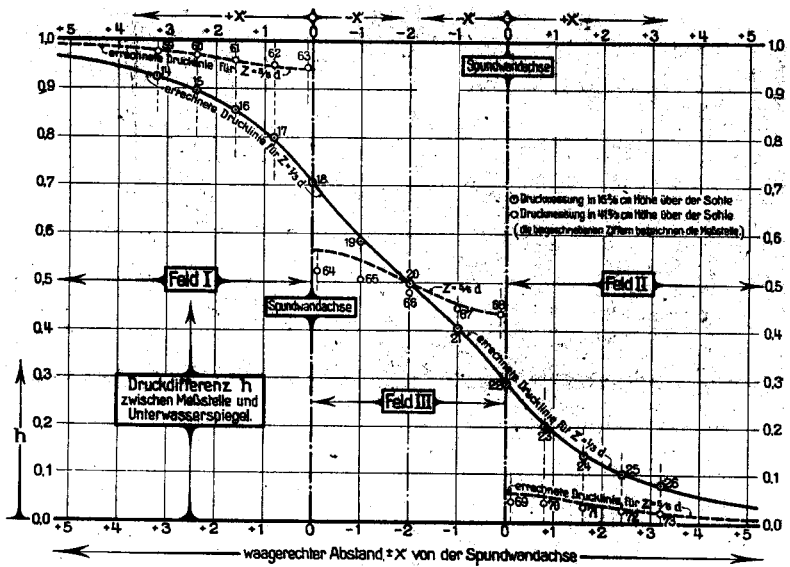


Abb. 1.

Die bei diesen Versuchen gewonnenen Erfahrungen hat Regierungsbaumeister R. Hoffmann dazu benutzt, den bei Wehranlagen auftretenden Strömungsvorgang allgemein theoretisch zu klären und versuchstechnisch zu überprüfen. In einem demnächst erscheinenden Aufsatz hat er zunächst gezeigt, dass das Darcy'sche Gesetz mit dem allgemein für laminares Fließen theoretisch und experimentell nachgewiesenen Hagen-Poiseuille'schen Gesetz identisch ist. Damit sind auch die Gültigkeitsgrenzen des umstrittenen Darcy'schen Gesetzes festgelegt. Da eine Überschreitung der Grenze des laminaren Fließens des Wassers im Boden nur bei verhältnismässig hohen Gefällen oder grossen Korndurchmessern der einzelnen Bodenteilchen möglich ist, muss das Darcy'sche Gesetz für die weitaus meisten Fälle der Praxis strenge Gültigkeit besitzen.

Unter dieser Voraussetzung wurde, ausgehend von den Betrachtungen Forchheimers über den Grundwasserströmungsvorgang an einer einzigen Spundwand¹ zunächst für diesen Fall und weiterhin für den Fall der Umströmung einer beiderseits durch Spundwände begrenzten Wehr-

¹ s. Forchheimer. »Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Kurvenscharen«, Sitzungsberichte der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften in Wien, Abb. II a. 126. Bd. 1917, s. 409 ff.



Anordnung der Druckmeßstellen im Modell.

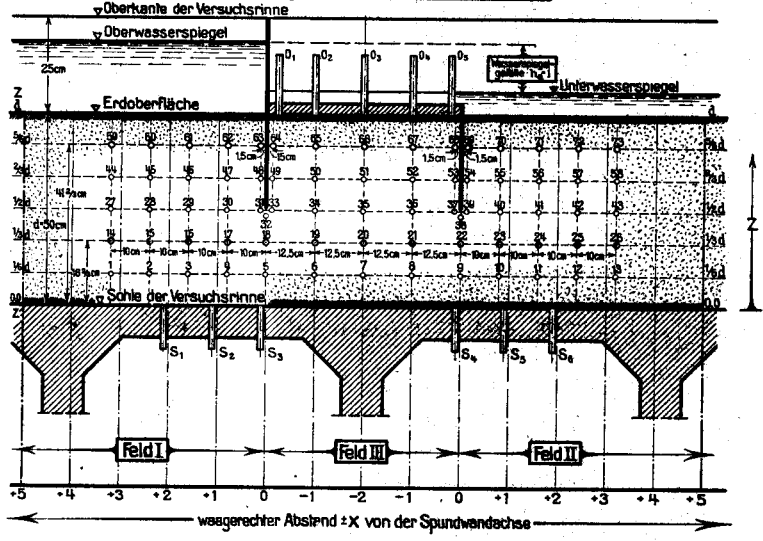


Abb. 2. Vergleich der am Modell gemessenen Wasserdrücke mit den nach der Potentialtheorie berechneten Werten.

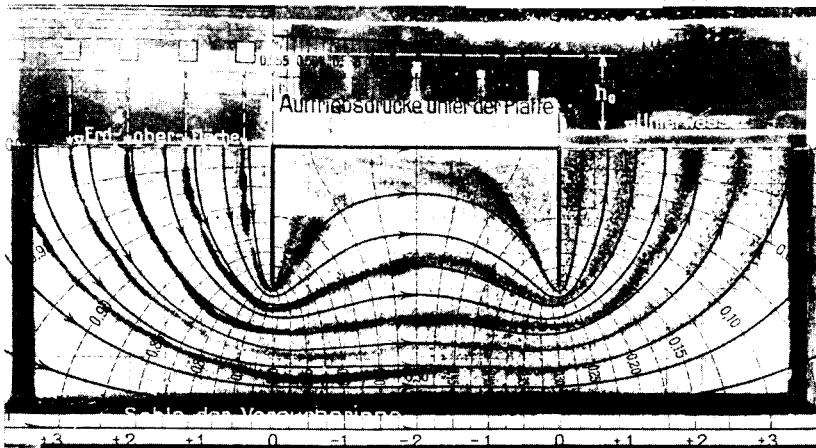


Abb. 3.

platte eine allgemeine strenge potential-theoretische Lösung abgeleitet und durch Modellversuche überprüft. Das wesentliche Ergebnis dieser Untersuchungen ist aus *Abb. 1 bis 3* ersichtlich. *Abb. 1* stellt den rechnermässigen Strömungsverlauf, *Abb. 2* einen Ausschnitt aus dem Vergleich zwischen der errechneten und der gemessenen Druckverteilung dar. In *Abb. 3* sind die am Modell durch Färbung kenntlich gemachten Stromlinien mit den errechneten zur Deckung gebracht.

Abb. 2 und 3 zeigen, dass zwischen Messung und Rechnung trotz des verwickelten Strömungsvorganges eine weitgehende Übereinstimmung festgestellt wurde. Eine gleich gute Übereinstimmung ergaben auch die Durchflussmessungen, die des beschränkten Raumes wegen hier nicht näher erörtert werden können.

Die Untersuchungen haben somit erwiesen, dass die gegen die Anwendung des Darcy'schen Gesetzes erhobenen grundsätzlichen Einwände in keiner Weise berechtigt sind und dass dieses Gesetz auch zur theoretischen Berechnung komplizierter Strömungsvorgänge Verwendung finden kann.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Ergänzung zu dem Rapport Nr. 8

zu dem Berichte von E. Abel, P. Fillunger, O. Bedlich und R. Sandri »Zur Frage der Temperaturerhöhung in Talsperren. Thermische Daueruntersuchungen an abgebundenem Zement«.

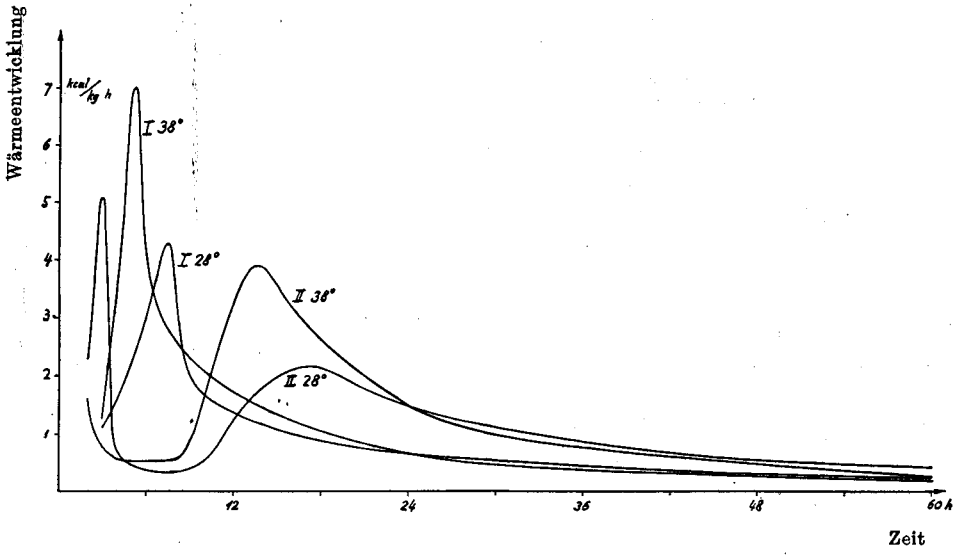
Von Dr. Ing. R. SANDRI.

Zur Vereinfachung der Messungen und zur sorgfältigen Untersuchung des Temperaturkoeffizienten der Wärmeentwicklung wurde ein neues, diesmal isothermes Verfahren ausgearbeitet. Es besteht im Wesen darin, dass die pro Zeiteinheit entwickelte Wärmemenge aus der quasistationären Temperaturdifferenz zwischen der mit einer Hülle von definiertem Isolationswert umgebenen Probe und dem Thermostaten ermittelt wurde. Dabei wurde der Wärmefluss pro ein Grad Temperaturdifferenz durch einen Eichversuch bestimmt. Die Ergebnisse sind in der Tabelle und dem Diagramm wiedergegeben; mit I ist eine Probe von gewöhnlichem Portlandzement, mit II eine von frühhochfestem Portlandzement bezeichnet. In allen Fällen wurde ein Wasserzusatz von 40 % gewählt. Die Fehlergrenze beträgt etwa ± 10 %. Maxima sind durch fetten Druck hervorgehoben. Nähere Angaben über das Messverfahren und über die Proben werden bei späterer Gelegenheit folgen.

Die Ergebnisse bestätigen augenfällig den schon früher festgestellten bedeutenden Einfluss der Temperatur auf die Abbindegeschwindigkeit und daher auf die Intensität der Wärmeentwicklung. Man ersieht un-

mittelbar, dass die Erwärmung einer Talsperre nicht nur von dem gewählten Material, der Form und Umgebung des Baues abhängt, sondern im Zusammenwirken mit den genannten Faktoren auch von der Ausgangstemperatur wesentlich beeinflusst wird. Sehr charakteristisch ist auch das Auftreten *zweiter* Maxima der Wärmeentwicklung beim frühhochfesten Zement. (Bei II, 38° Versuchstemperatur, fällt das erste Maximum in den Zeitraum unmittelbar nach der Mischung, vor der ersten Messung.)

Zeit (vom Beginn der Mischung)		Wärmeentwicklung pro Zeiteinheit und kg trockenen Zements				Gesamtwärme seit Beginn der Messung			
		I bei 28°	I bei 38°	II bei 28°	II bei 38°	I bei 28°	I bei 38°	II bei 28°	II bei 38°
d	h	kcal/kg h	kcal/kg h	kcal/kg h	kcal/kg h	kcal/kg	kcal/kg	kcal/kg	kcal/kg
	2	—	—	2,80	1,61	—	—	0	0
	3	1,12	1,28	5,08	0,68	0	0	—	—
	4	1,58	3,38	0,71	0,56	—	—	—	—
	5 ¹ / ₄	—	7,00	—	—	—	—	—	—
	6	2,99	4,07	0,37	0,52	—	—	—	—
	7 ¹ / ₂	4,28	—	—	—	—	—	—	—
	8	3,51	2,62	0,35	0,55	—	—	—	—
	10	1,67	2,07	0,52	1,67	—	—	—	—
	12	1,38	1,72	1,25	3,25	21,0	27,8	10,9	10,7
	13 ¹ / ₂	—	—	—	3,90	—	—	—	—
	15	1,07	1,33	1,98	3,56	—	—	—	—
	17	—	—	2,16	—	—	—	—	—
	18	0,884	1,05	2,14	2,58	—	—	—	—
	21	0,754	0,828	1,78	1,94	—	—	—	—
1	—	0,655	0,665	1,50	1,50	32,2	41,1	32,9	43,0
1	6	0,535	0,477	1,13	0,979	—	—	—	—
1	12	0,454	0,383	0,887	0,796	38,7	47,1	46,8	55,7
2	—	0,306	0,277	0,602	0,477	—	—	—	—
2	12	0,229	0,184	0,433	0,263	—	—	—	—
3	—	0,188	0,129	0,313	0,173	—	—	—	—
4	—	0,130	0,0723	0,173	0,090	—	—	—	—
5	—	0,0880	0,0539	0,108	0,060	55,4	59,6	75,6	75,4
7	—	0,0440	0,0383	0,0580	—	—	—	—	—
10	—	0,0256	0,0284	0,0316	—	—	—	—	—
15	—	0,0171	0,0200	0,0169	—	—	—	—	—
20	—	0,0136	0,0155	0,0113	—	—	69,3	—	—
25	—	0,0109	—	0,0081	—	—	—	—	—
30	—	0,0092	—	0,0062	—	68,2	—	—	—
40	—	0,0066	—	0,0057	—	—	—	90,9	—
50	—	0,0053	—	—	—	—	—	—	—
60	—	0,0046	—	—	—	72,7	—	—	—



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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Krångede Dam.

By GOTTFRIED BERG and P. WILH. WERNER

of Vattenbyggnadsbyrån (VBB), Consulting Engineers, Stockholm.

In connection with the question regarding decay of gravity dams, as discussed by the Congress on Large Dams, a brief account will be given below of some basic principles for the design of the Krångede Dam, in which the endeavours have been directed towards reducing, as far as possible, the sources as well as the risks of such decay.

The Krångede Dam, which is being constructed for the Krångede Power Development on the Indal River in Sweden, has a maximum height of about 18 m above the rock level in the river channel. The overall length, including the intake and the abutments, is some 350 m, and the length of the dam proper some 220 m.

Recent practice in dam construction in Sweden has shown a trend towards the use of thin-slab hollow dams of the buttressed type. At Krångede, however, the abundance of hard rock material available from the adjacent permanent works favoured a mass concrete structure. Finally, a modified type of gravity dam was adopted, which is considered to compare favourably with an ordinary solid gravity dam.

A typical cross section of the non-overflow dam on the right-hand side of the river is shown in fig. 1.

A-A

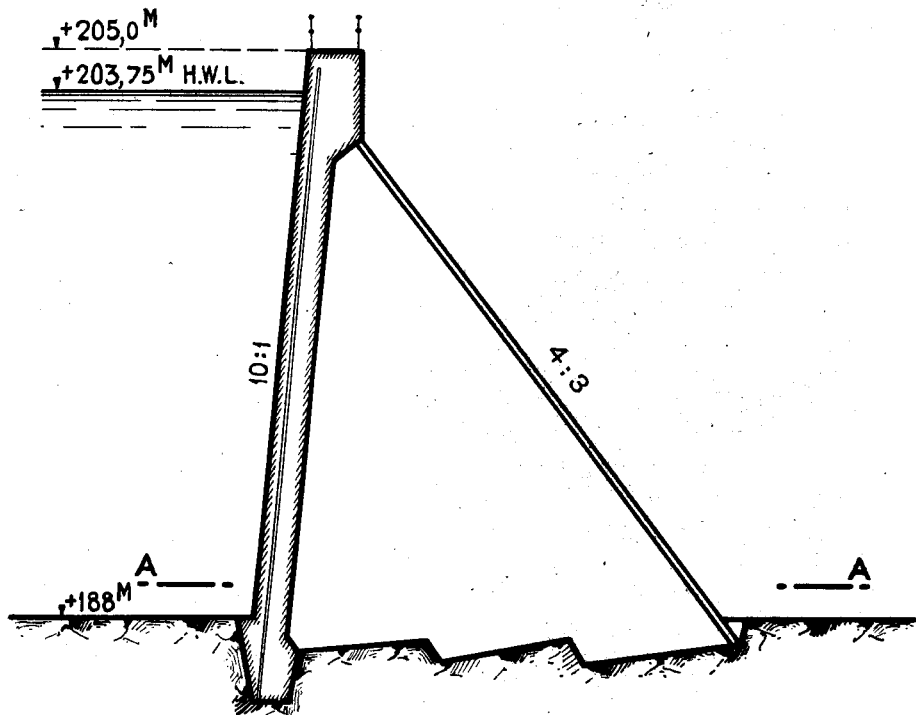
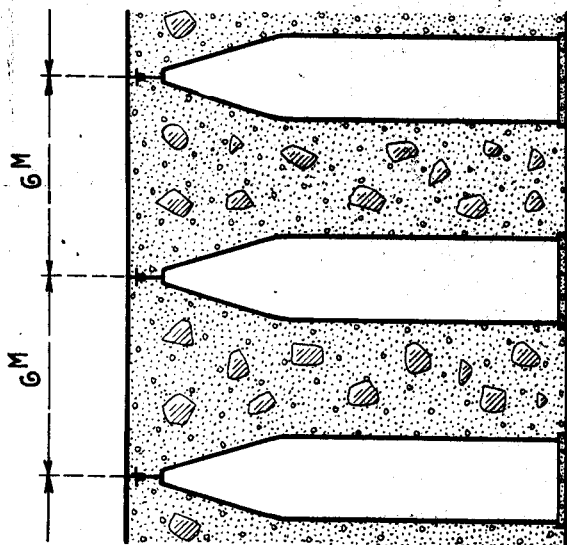


Fig. 1.

The type of dam adopted is what may be called a lamellar gravity dam, the dam consisting of a number of vertical monoliths or lamels, each one 3,5 m thick, and widening at the upstream end into a bulk-head, 6 m thick. The monoliths are placed at a distance of 6 m centre to centre. Thus a free space of 2,5 m will be left between the monoliths. The joint between the bulk-heads will serve as a contraction joint and will be closed by a special sealing device.

The leading principle in the design has been to maintain the economy in the comparatively simple construction of a gravity dam but at the same time effect a reduction of the uplift under the base of the dam through the effective drainage afforded by the open spaces between the monoliths. The advantages of this type of gravity dam, which will be adopted for the non-overflow section as well as for the spillway sections of the Krånge Dam, may be briefly summarized as follows:

- 1) Maintenance of the comparatively simple construction of the gravity type.
- 2) Reduction of the uplift, resulting in a saving in quantities and costs, as compared with an ordinary solid gravity dam, and in a clearer conception of the conditions of stability.
- 3) A substantial reduction of the risk of percolation of water through the downstream portion of the dam, and thereby eliminating the risk of this vital part being deteriorated. This is, according to experience, of great importance in regard to the character of Scandinavian river waters.
- 4) Facilitated inspection and repair of the concrete.
- 5) Prevention, as far as possible, of the formation of shrinkage and temperature cracks in the concrete by allowing each monolith to dilate independently of adjacent monoliths.
- 6) Facilitated control of the generation and dissipation of the chemical heat in the concrete.

The uplift pressure assumed for the design is shown in fig. 2. To prevent any undue uplift from being formed in horizontal fissures or seams in the rock, it is proposed that wells shall be drilled into the rock from the open spaces between the monoliths and behind the cut-off trench, after the rock under this trench has been effectively tightened by grouting.

Each monolith will be provided with construction joints to prevent cracks in the transverse direction of the monoliths. The faces of the monoliths will be provided with some surface reinforcement.

The type of dam, described herein, seems to be specially suitable for dams of about the height such as that of the Krånge Dam, which can

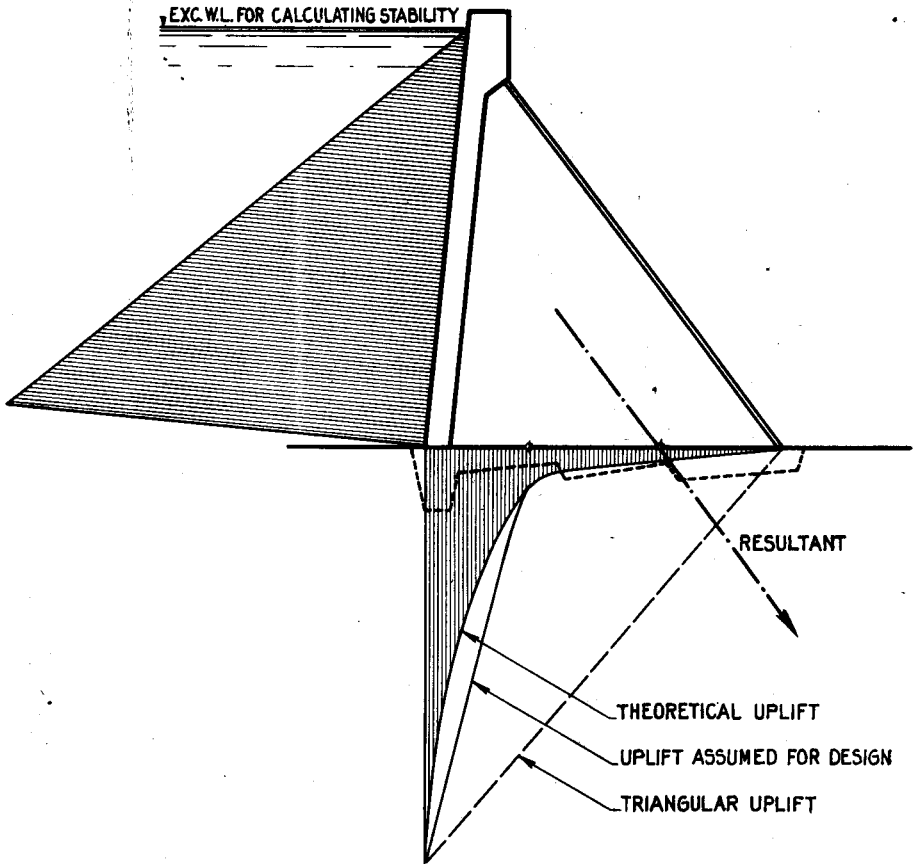


Fig. 2.

be built to full height with no horizontal construction joints on the upstream face. This point is worthy of consideration, as the construction joints are the most vulnerable lines of attack for the water entering the concrete and causing deterioration.

The saving in concrete quantities, as compared with an ordinary solid gravity dam, is estimated at 20 to 30 %. The saving in cost is somewhat less, due to the increase of shutterings required and the reinforcement at the faces of the monoliths.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Stresses in Triangular Dams.

FREDRIK JONSON.

Civil Engineer, Royal Board of Waterfalls, Ex Major, Royal Corps of Engineers, Sweden.

As far back as 1853 *de Sazilly*¹ laid down the principles which are still applied in the designing of dams, namely — that the maximum pressure in the masonry should not exceed certain safe limits for reservoirs, either full or empty, and that the dams should have ample stability against overturning, sliding and shearing

*Rankine*² added to these conditions that the resultant should be confined within the centre third of the profile. The methods of calculation have been improved by different authors, but the principles have remained practically unchanged. In all these methods the distribution of pressures on a plane is supposed to be linear, according to *Navier's* theory. The opinions upon the distribution of shearing stresses were for a long time uncertain.

In the years 1895—98, it was shown by *M. Lévy*³ that the stresses in triangular dams, due to loads of the weight of masonry and full water pressure, are linear, in accordance with the mathematical theory of

¹ *Annales des Ponts et Chaussées*, 1853.

² *The Engineer*, 1872.

³ *Maurice Lévy*: Quelques considérations sur la construction des grands barrages (1895). Sur la légitimité de la règle dite du trapèze dans l'étude de la résistance des barrages en maçonnerie (1898): Sur l'équilibre élastique d'un barrage en maçonnerie à section triangulaire (1898). *Comptes rendus des séances de l'Académie des sciences*, Paris.

elasticity. Lévy gave formulas for the calculation of the σ_y , σ_x and τ_{xy} stresses and the strains due to these loadings, as well as when the load was evenly distributed over one rand; in which last-named case the stresses are linear (constant) in sections through the origin but, generally, not in other sections.

In the years 1911—1912 *Fillunger*¹ to whom Lévy's work was then unknown, published two treatises in which, using cylindrical coordinates, he treated the same subject according to the mathematical theory of elasticity. He further dealt with the following cases:

1. Concentrated force acting at the top of a triangular dam.
2. Couple applied at the top of the dam.

In these papers, both Lévy and Fillunger regarded the dam as a wedge-shaped body of indefinite length, and the problem was discussed in terms of two coordinates, with origin at the top (plane strain or plain stress).

The question of interaction between the dam and its foundation has been treated by K. Wolf² who, under simplified assumptions, investigated the distribution of stresses in an isosceles-triangular dam with vertical face, under full water pressure on the vertical side and resting on an absolutely rigid bottom plane.

According to Wolf, the pressure on the bottom plane due to the interaction between the dam and the foundation in the case investigated, is greater in the middle and less towards the ends than they are according to Lévy. The differences between Wolf's and Lévy's stresses are insignificant at the upper half of the dam and vanish at the top.

The same question was treated later by *B. F. Jakobsen*.³

In all these theoretical investigations it has been taken for granted that the usual assumptions in the mathematical theory of elasticity —

¹ *P. Fillunger*: Die Spannungsverteilung in keilförmigen Körpern, Zeitschr. f. Math. und Physik, Bd. 59, 1911. Drei wichtige ebene Spannungszustände des keilförmigen Körpers, Zeitschr. f. Math. und Physik, Bd. 60, 1912.

It may be noted that *Mitchell* had already published some investigations on the same subject in 1900. Vol. 31 of the London Math. Soc. and following volumes.

² *Karl Wolf*: Zur Integration der Gleichung $\nabla \nabla F = 0$ durch Polynome im Falle des Stauermauernproblems. Sitzungsberichte d. Math.-Naturw. Klasse d. K. Akademie d. Wissenschaften. Bd. 123 Abt. II a (sid. 291—311), Wien 1914.

Valuable experimental investigations had, however, been previously made, more especially by

Otley and Brightmore: Experimental Investigations on the Stresses in Masonry Dams subjected to Water Pressure, as well as

Wilson and Gore: Stresses in Dams: An Experimental Investigation by means of India-Rubber Models: Min. of Proc. of the Inst. of Civ. Eng. Vol. 172, London 1908. Similar, more recent experimental investigations have been carried out by, among others, *de Belaevsky*: Le barrage de Bouzey, Génie Civil, 7 Mars 1925.

³ *B. F. Jakobsen*: Stresses in Gravity Dams by Principle of least Work. With discussion Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Vol. 96, 1932.

viz.: isotropic bodies which obey Hook's rule and the rule of superposition — are also valid for masonry. This assumption — no better being available — is adopted in the following.

An attempt will be made to approximately compute the stresses in a triangular dam moulded as a ridge of the ground, and loaded with the weight of the masonry and full water pressure. The ground and the dam are presumed to be one body and to have the same properties of elasticity.¹

Before describing the method used, a short summary will be given of the methods employed by Wolf and Jakobsen to calculate stress distribution in triangular dams resting on absolutely rigid ground.

A. *Wolf's* method is, in essentials, as follows:

The loading produces deformations. According to Lévy, the displacements of a plane can be expressed by terms of second degree and the originally straight plane becomes uniformly curved. See A—B, fig. 1 curved to A'—C—B'.

When the ground is absolutely rigid, the line A'—B' is bound to remain straight even after the displacements have taken place. Wolf, however, prescribes as an approximation that the displacements u (measured from the straight line A'—B') should be, in the average, equal to zero. In other words, the original line A'—C—B' is replaced by an S-shaped line.

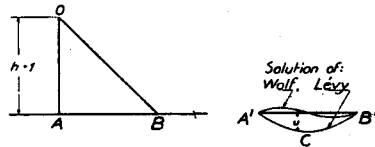


Figure 1

This gives the following conditional equation:

$$\Phi_1 = \int_0^b u dx = 0 \dots \dots \dots (a)$$

In order to satisfy this condition, secondary forces are applied to the vertical face of the dam:

$$\sigma_x = \sum_1^n (C_n y^n) = C_1 y + C_2 y^2 + \dots + C_n y^n.$$

Wolf takes into account that the equation of compatibility $\nabla^4 = 0$ and the three other conditions at the rands must be satisfied (viz.

¹ L. F. Richardson has given an approximate numerical solution for a dam by using finite differences. Phil. Trans. of Royal Society, London, Vol. 210, 1910.

If the writer has rightly understood Mr. Richardson's interesting paper, the actual singular or discontinuous stresses at some of the edges are hardly to be expressed by finite differences. According to the point of view in the present communication the clues to the solution may be hidden in the singularities. If so, one may improve the accuracy by treating the singular points according to some complementary method.

$\tau = 0$ along the side O—A and $\sigma_p = 0$ and $\tau = 0$ along the side O—B, where σ_p is acting perpendicularly).

Wolf further prescribes in another conditional equation that the resultant of the secondary forces is zero:

$$\Phi_2 = \int_0^h \left[\sum_1^n (C_n y^n) \right] dy = 0 \dots \dots \dots (b)$$

The secondary forces $\sigma_x = \sum_1^n (c_n y^n)$ could, in this connection, be regarded as errors, and should, consequently, be as insignificant as possible.

The application of the method of least squares gives:

$$M = \int_0^h \left[\sum_1^n (C_n y^n) \right]^2 dy = \min. \dots \dots \dots (c)$$

From the equation system *a*, *b* and *c* Wolf's solution of the problem is obtained.

Concerning his solution it may be noted that Wolf did not take into consideration the effect of the horizontal displacements at the base. In fact, the length A'—B' is not, according to Wolf's solution, the same as the original length A—B. If, however, the friction between the dam and the ground is sufficient, these two lengths are identical. If the friction is insufficient the frictional forces may provoke partial slipping. Wolf has made no allowance for these frictional forces. On the other hand, he has supposed the total friction along the base to be great enough to counteract the water pressure and prevent the dam from sliding along the base. The greatest deviation, *u* max, according to Wolf, is about 25 % of *u* max. according to Lévy:

These comments do not, however, lessen Wolf's merit in having clearly shown in broad outlines the effect of the rigid ground upon the stress distribution.

B. *Jakobsen* calculates the stresses according to *Ritz's* method, by the principle of least work.

As is known, *Ritz's* method is characterised by the introduction of secondary stresses, which stresses are expressed by a number of variable parameters. The conditions at the free ends are to be satisfied. A combination of parameters is wanted that gives the least internal work.

When the *Ritz* method is used, as a rule no account is taken of the condition of elastic compatibility (or continuity). *Jakobsen's* secondary stresses take the form of:

$$Ay + Bx + C \frac{x^2}{y} + D \frac{x^3}{y^2}$$

and do not satisfy the last-named condition.

In the discussion occasioned by Jakobsen's paper, *E. Kalman* pointed out that the result according to the Ritz method is dependent upon the form of the secondary stresses chosen. If they be of unsuitable form the result may be misleading. Ritz's method gives the best combination of the *chosen* parameters.

The accuracy of the result can be relatively judged if the calculation is reiterated with several sets of chosen parameters. Preference should then be given to the combination that gives the least work. The degree of accuracy obtained by the best combination is more difficult to ascertain. Jakobsen's solution gives less work than the linear stress distribution.

During the discussion it was further pointed out (*R. E. Glover*) that the work of deformation becomes minimum when the equation $\nabla^4 = 0$ and the rand conditions are satisfied.

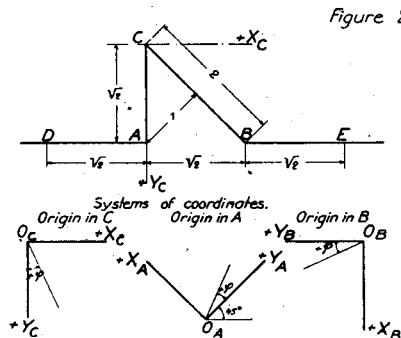
So far, both methods accord with one another. The difference is, however, — as already mentioned — that the equation of compatibility is not satisfied when Ritz's method is used; and that the results obtained by Ritz's method are questionable if the secondary stresses chosen are of unsuitable form. The degree of inaccuracy, however, is hard to prove.

When the other method is used it is impossible to approximately satisfy the rand-conditions if unsuitable parameters are chosen. The errors will immediately be observed when the computed values of the parameters are inserted in the rand equations. Other parameters can then be tried until the result is deemed satisfactory.

The method described below is very similar in principle to that employed by Wolf, but has been framed differently.

Example. A triangular dam and the ground are welded together in one body with homogeneous elastic properties; the dam and the ground are loaded with the weight of the body and full water pressure. The dimensions of the dam are given in fig. 2.

When σ is positive there is pressure; when negative, tension. (For the signs of τ see fig. 4.)



In the example, the stresses due to the weight of the body and full water pressure are, according to Lévy:

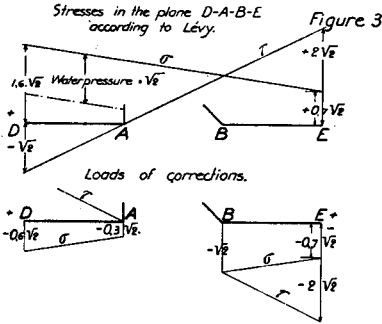
$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \rho_1 (y - x) - \rho_2 (y - 2x) = 1,3y - 0,3x \\ \sigma_x &= \rho_2 y = y \\ \tau_{xy} &= \rho_2 x = x \end{aligned} \right\} \dots \dots (1)$$

where

$$\begin{aligned} \rho_1 &= 2,3 = \text{the specific gravity of the masonry} \\ \rho_2 &= 1 = \text{water.} \end{aligned}$$

The stresses are expressed in a right-angled coordinate system XY with origin in C (fig. 2).

These stresses are valid for any plain disk (with the given stresses on C—A and C—B) not only for a triangular one. The equations 1 are valid even for what remains if the part above the cut D—A—C—B—E is removed.



For the base plane D—E, that is: for $y = \sqrt{2}$ the equations 1 give:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= 1,3 \sqrt{2} - 0,3 x \\ \tau &= x \end{aligned}$$

(Compare fig. 3).

If the base plane were actually loaded in this manner the equations 1 should give the required solution. The actual rand stresses, however, are shown below:

	Line A—D		Line B—E	
	σ_y	τ	σ_y	τ
Actual rand stress	$\sqrt{2}$	0	0	0
According to equa. 1	$1,3 \sqrt{2} - 0,3 x$	x	$1,3 \sqrt{2} - 0,3 x$	x
Difference (correction)	$-0,3 (\sqrt{2} - x)$	$-x$	$-1,3 \sqrt{2} + 0,3 x$	$-x$

If the state of stress due to the loading of the ground in accordance with the "difference" given above could be calculated, then the problem could be solved by the superposition of these stresses upon the stresses according to equations 1.

The original problem has thus been transformed into a new one, in which the object is to calculate the stresses in the dam and the

ground, due to a load equal to the foregoing "difference", in the manner illustrated by fig. 3. The body-forces (gravity) are eliminated.

The calculated stress distribution thus shows the deviations from Levy's solution and is obtained as follows.

Secondary stresses derived from Airy's functions of the form mentioned below are introduced. These functions contain integration-constants that may be considered as parameters. By use of the method of least squares, that combination of parameters is sought for which gives minimum of errors in the prescribed rand conditions. A number of conditional equations are also introduced, prescribing that the forces should be in equilibrium, and that the prescribed rand stresses should be *exactly* satisfied at some chosen points.

The Airy's functions introduced have the form $F = \Sigma(R \cdot f)$, where R is a function of r, and f a function of φ (r and φ cylindrical coordinates). By a suitable choice of R, the corresponding f will be found by the integration of $\nabla^4 F = 0$, where $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2}$.

With cylindrical coordinates when there are no body forces the formula may be written:

$$\left. \begin{aligned} & \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) (\sigma_r + \sigma_t) = 0 \\ & \sigma_r = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} \\ & \sigma_t = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \\ & \tau_r = - \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \varphi} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

To begin with, put $R = r^m$, where m is an integer. The corresponding stress function F is easily found by integration of equation 2¹.

Singular points. The above-mentioned functions give continuous (regular) stress distribution at all points, with the exception that some functions give discontinuous (singular) stress distribution in origin. As a corollary it follows, that if the actual stress distribution is singular or discontinuous in more than one corner, the state of stress cannot be expressed by an Airy's function of the form $F = \Sigma (Rf)$; but pos-

¹ Most of these stress-functions are to be found in many handbooks, but were first deduced, though in a different way, by Mitchell. London Math. Soc. Proc. Vol. 31 1900.

sibly, by the superposition of a number of similar functions which have their origin in the respective corners.

Among the above named functions which give singular values those with $m \leq 2$ may be specially noted; they generally give infinite stresses in origin. Specially noteworthy is the function $F = r^2 \varphi B$, which gives discontinuous (undetermined) finite σ stresses in origin, and, in some cases, gives discontinuous τ stresses; the τ stresses, however, in two directions are identical if the angle between the directions is 180° . In reality, cases often occur where the τ -stress at a given point of a plane is discontinuous. (For example, if a sharp-edged body is pulled with friction along a smooth bed.) In such a case the stress function given below is often applicable.

$$F = r^2 L (E_1 + E_2 \varphi + E_3 \sin 2\varphi + E_4 \cos 2\varphi) + r^2 [E_3 (\varphi \cos 2\varphi - 1,5 \sin 2\varphi) - E_4 (\varphi \sin 2\varphi + \cos 2\varphi)] \quad (3)$$

where $L = \log_{\text{nat.}} r$.

With the application of Airy's functions a complication arises. The sides A—D and B—E are continued to infinity, and if the above-

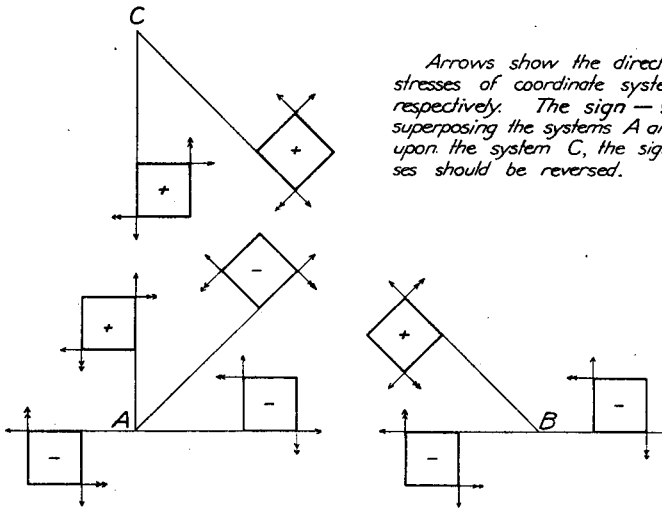


Figure 4

Arrows show the direction of positive T -stresses of coordinate systems A, B and C respectively. The sign — signifies that when superposing the systems A and B respectively upon the system C, the signs of the T -stresses should be reversed.

given functions are used the sum of the squares of the errors tends towards infinite values. This difficulty can, however, be avoided if the extension of the bed is considered to be finite. In the following the bed is limited by D and E (see fig. 2) and it is presumed that the loads on the bed outside of D and E (see fig. 2) do not, to any notice-

of a table (I)¹, one column for the given randstresses and one for each of the parameters chosen.

When the equation 3 is used the term $\log_{\text{nat}} r$ is introduced. In origin $\log_{\text{nat}} = -\infty$. On the other hand, the stresses at A and B are finite according to the conditional equations. The equation 3, however, can still be used if — applying a common acceptance of the mathematical theory of elasticity — a very small circle is cut around the origin. The stresses at the periphery then become finite, and the conditional equations are supposed to be valid at the periphery instead of at the origin. In the example the radius of the small circle is chosen $r_0 = 0,001 \therefore \log_{\text{nat}} 0,001 = -6,907\ 755\ 279$.

Only in exceptional cases can a set of parameters exactly satisfy the rand conditions. Therefore an approximation is aimed at, and a combination of parameters sought for, that gives minimum of errors. The errors can be minimised, when the conditional equations are simultaneously satisfied, by using Lagrange's method. In the example at hand, however, it is easier to first eliminate a number of the parameters by using the conditional equations.

Eliminate first a number of regular parameters pertaining to the C-system. If m (equation $F = r^m f$) is an integer and $m > 2$ the stresses at C are zero and three of the conditional equations vanish. One of the four equations at each of the points A and B likewise vanishes. By employing the remaining 13 conditional equations the following parameters are eliminated.²

$$\begin{array}{cccc} A_1 & B_1 & C_1 & D_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 & D_2 \\ A_3 & B_3 & & \\ A_4 & B_4 & & \\ & B_5 & & \end{array}$$

The integer-index above is $(m-2)$.

When stress-functions with origin in A are introduced, three conditional equations will be obtained if the stresses at the point C are zero. Same with stress functions with origin at B, if the stresses are zero at C, due to each system, A and B respectively. Allowance must also be made here for the fourth equation at the points A and B respectively, as the functions may give discontinuous stresses in the ori-

¹ All the arithmetical calculations in the example are carried out in tabular form. These tables, I, II and III, etc. are not given here.

² The work involved in the elimination of the parameters is tedious but elementary. It is facilitated, however, by the derivation of suitable eliminating formulas not given here.

gin. Four more parameters pertaining to each system can thus be eliminated, viz. A_0 , B_0 , C_0 and D_0 .

The result of the eliminations may be written in another table (II) containing the values of A_1 — B_8 and A_0 — D_0 expressed in terms of other chosen parameters and ρ .

The rand stresses that are caused by the chosen parameters (equation 2) may also be written in a table (III) containing all the parameters. Then, by using the result of the elimination, the randstresses may be written in another table (IV) that does not contain A_1 — B_8 and A_0 — D_0 . In other words, this last table shows the randstresses that are caused by the parameters in question, if the conditional equations are satisfied simultaneously.

Thus, when the randstresses caused by the parameters are determined, it is possible to find the combination of parameters that will with minimum of error satisfy the prescribed rand conditions.

The schedule of calculation is as follows:

s_n signifies the randstresses at a point of the rand n caused by all the chosen parameters.

s_n signifies the prescribed rand stress at the same point of the rand n .

l is the abscissa measured along the rand; l_1 and l_2 the limiting points of the rand.

With these notations the error at the point on a rand n is

$$s_n - s_n.$$

The number of rands is four, (A—D, A—C, C—B and B—E) each with stresses σ and τ . \therefore 8 rand expressions of the form $(s_n - s_n)$.

The average error is minimized when

$$\sum_{n=1}^{n=8} \left\{ \int_{l_1}^{l_2} [s - s]^2 dl \right\} = M = \min.$$

If the parameters that are not eliminated are called A, B, C etc. M_{\min} is found (after integration by use of Simpson's rule) by solving the following equations:

$$\frac{\partial M}{\partial A} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial B} = 0, \text{ etc.}$$

One equation for each parameter.

With the solution of these equations the required size of the parameters is found.

The parameters remaining in table IV after elimination are arbitrary. New parameters with new values can be introduced and a number of them may be cancelled. If all the parameters in table IV are cancelled there remain only the ρ -values to express the rand-stresses. For example, in this case for the base line D—A—B—E σ -stresses (F—G—H—K) and τ -stresses (L—M—N—P) shown on fig. 5 are obtained. The deviations from the required stresses are then considerable. By introducing parameters the errors may be diminished.

As the conditional equations can be satisfied by the use of parameters taken exclusively from the C-system, the question arises whether an acceptable approximation can be obtained by the exclusive use of regular parameters of the C-system.

A priori, it may be said that this is improbable. C-system's parameters being regular, the stresses caused by the C-system at points A and B are continuous. Thus the σ_p -stress at point A of the dam section A—B would be the same as the stress that is prescribed on the free rand A—D at A. This not only clashes with the common trapezium law, but even with the result found by Wilson and Gore in their previously mentioned model experiments.¹ From fig. 6 it is clearly seen that the stresses are discontinuous at points A and B.

As it appears hopeless to endeavour to find a solution by using regular parameters, an attempt has been made to work with singular parameters having their origin at points A and B. To this may be added a number of regular parameters for the satisfaction of the conditional equations, in accordance with the above.

The results were as follows:

System A	\therefore	$E_1 = -0,028\ 295\ 005\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_2 = -0,009\ 226\ 464\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_3 = +0,029\ 845\ 536\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_4 = +0,103\ 431\ 886\ \rho\ \sqrt{2}$
„	B	$E_1 = +0,096\ 520\ 500\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_2 = -0,089\ 793\ 622\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_3 = +0,129\ 034\ 416\ \rho\ \sqrt{2}$
„	„	$E_4 = +0,167\ 107\ 052\ \rho\ \sqrt{2}$

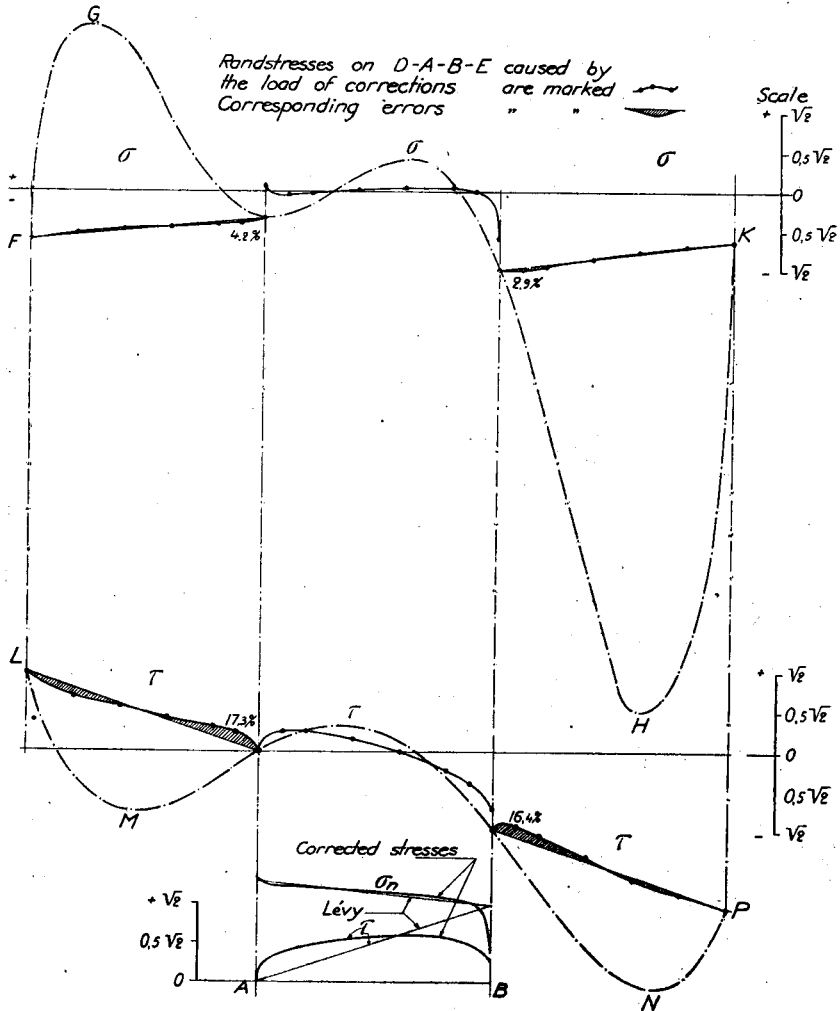
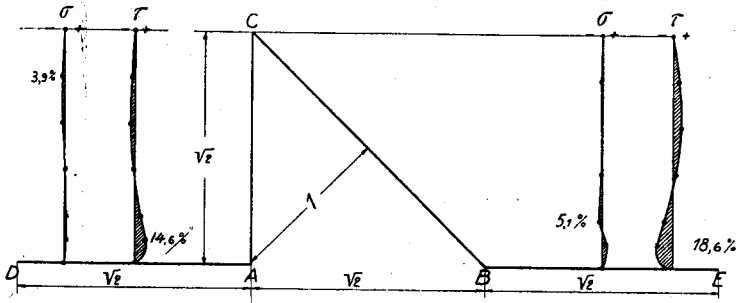
ρ is the specific gravity of water.

After the 8 parameters E have thus been determined, the eliminated parameters can be found by using the above-mentioned table II

¹ See note 2 page 66.

Errors along the rand A-C

Errors along the rand B-C



(8 parameters A_0 — D_0 pertaining to the systems A and B and 13 parameters pertaining to the system C: 21 parameters in all.)

Thus, for the calculation of the stresses, 29 parameters have been used.

For the determination of the stresses at any point, it is necessary to calculate the stress at the point caused by each of the 29 parameters, and add up the result. These calculations have not, however, been carried out.

It is of interest to know whether the calculated values of the parameters give small errors at the rands, and also to find the stresses in the base line A—B. The answer to this question is given by a graph in fig. 5.

The errors of the randstresses, in percentage of water pressure at the base (A—B), are pretty small, taken on the average, but may amount to max. 18,6 % (τ near the point B).

If the errors shown in fig. 5 are tolerated, the solution is mathematically correct: the conditions of static stability and of compatibility are both satisfied. If greater accuracy is desired, more parameters — of "suitable" form — may be introduced.

Fig. 6 illustrates some of the results obtained by Wilson and Gore, in their investigations previously referred to. Models of dams with sharp, as well as rounded, edges are treated. The difference in the states of stress is discernible. As the dam investigated by Wilson and Gore has not the same profile as the dam in the example given above, comparison is difficult.

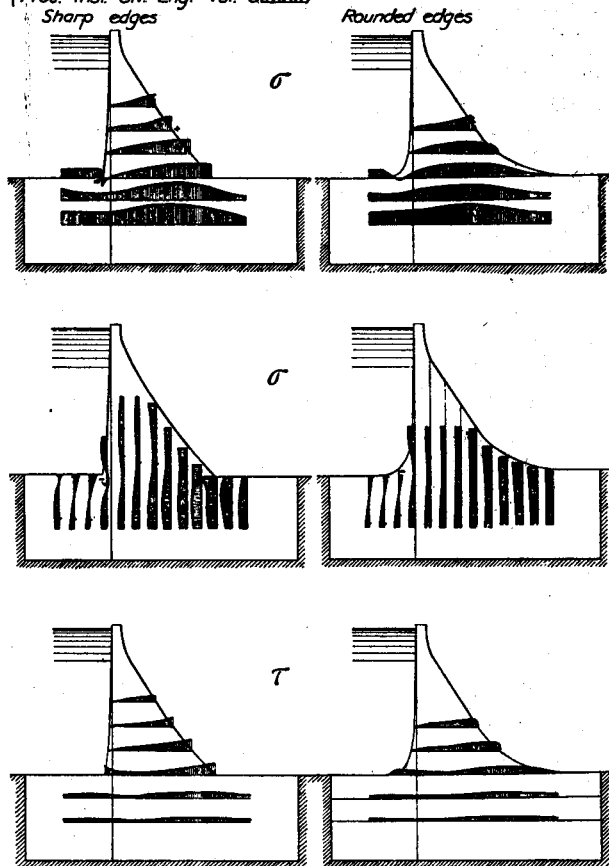
During the discussion following the publication of these investigations, it was pointed out that the perpendicular stresses at the base varied in an asymptotic manner near the intersection of face and base.

The calculation of the example given above shows analogous variations, which are, however, more marked near the toe. Wilson and Gore's result shows *tension* at the face-point (A) when the reservoir is full and — vice versa — pressure, when it is empty.¹ The calculation of the example shows *pressure* at the face-point A with a full reservoir, i. e. reversed sign compared with Wilson and Gore. The explanation of this probably is, that the loading which in the calculation is placed on the base, in order to correct the values according to Lévy, has different signs in the two cases, on account of the width of the dams being different at the bottom. (The ratio base : height is much greater in the example.)

¹ See fig. 14, Mr. Gore's letter, Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1932; P. 520—524.

Stresses according to Wilson and Gore
(Proc. Inst. Civ. Eng. Vol. CLXXII)

Figure 6



The example shows that the state of stress in a dam, due to full water pressure and weight of the structure, (dam and ground being one body with the same elastic properties) may be calculated according to the method given above. In the stress-function $\log_{\text{nat}} r$ is introduced. That means that the stresses near the sharp edges at the base are disposed to be infinite. As Wilson and Gore have already pointed out, the edges in actual cases ought to be rounded. If the edges are rounded, however, the state of stress is changed in a way that is hard to calculate in minutiae. A calculation with sharp edges may, however, help in a general way to give a clearer understanding of the state of stress, even when the edges at the base are rounded.

The method described above is laborious, but presents no difficulties from a mathematical point of view. It has also been successfully used by the writer in other examples, for instance, to calculate the stresses in the buttresses of a dam of Ambursen type caused by the difference in temperature of the buttresses and the deck. The deck is supposed to conform to the temperature of the water and the buttresses to that of the air.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

On the Flow of Water Through Porous Soil.

ERIK LINDQUIST.

C.E., Captain, Royal Corps of Engineers, Sweden.

For the computation of the flow of water through a sand layer, under a dam or a filter bed, for example, we have been accustomed to base our calculations on the Darcy law, published in 1856, which states that the velocity of water flowing through a bed of sand is directly proportional to the head, h , and inversely proportional to the thickness of the bed (L), measured in the direction of the flow, or expressed in formula:

$$v = k \frac{h}{L}$$

in which the proportionality factor shows the permeability of the sand layer.

Investigations undertaken since Darcy's time to determine the relation of the coefficient k to, for example, the size of the grains of sand have shown, however, that the law applies in some cases but not in others. The summing up of many years of experiments is that Darcy's law only applies up to a certain limit of velocity which, at 15° C apparently varies from 0,003 to 0,004 meter per second. An attempt has been made to explain the deviations from Darcy's law as conse-

quent on the variations of temperature inside the filter bed, and the attendant liberation or absorption of air (Dalton's absorption law) or by the lack of stability in the flow of water, or as the result of change from laminar to turbulent motion and vice versa. No generally accepted explanation seems to exist, however. As it is of interest that the problem be elucidated as far as possible, from a theoretical as well as an experimental standpoint, the results of some investigations are herewith presented.

The Validity of Darcy's Law.

In an elementary theoretical treatment of the flow of water through a sand layer of a given porosity, we may consider the entire voids in the bed as composed of a number of straight pipes attached to one another, all of equal diameter, and length corresponding to the thickness of the bed, separated by the solid body of the bed; or we can consider the sand layer as made up of a series of thin, solid plates lying over one another, the series slightly apart and each plate perforated to a certain extent. In the first conception the voids in the sand correspond to the free volume of the pipes; that is to say, the volumetric porosity corresponds to the surface porosity at every section at right angles to the longitudinal axes of the pipes. Upon the other assumption the voids correspond not only to the volume of the cylindrical sections through the thin plates, but also the free space between the plates, or, in other words, the volumetric porosity is associated with a certain surface porosity and a length porosity. The former conception being more comprehensible to the engineer than the latter, we proceed to consider the former.

We assume that the sand layer has an area of A_0 square meters normal to the direction of the flow and a thickness in the same direction of L m, and that the voids make up ψ per cent of the total volume ($L \times A_0$). The total cross section of the pipes to be considered, if there are n pipes and each pipe has an area of a sq. m, is

$$n a = \psi A_0$$

The velocity of the water in every pipe is v meters per second. It is observed that for a discharge of Q (cu. m. per sec) through the layer the loss of head is h m water column. The force required for overcoming the resistance to the flow in the pipes is thus $\gamma h a$, if γ = the specific weight of the water. The resistance in every pipe can be assumed to be proportional to $\rho A v^2$, if ρ is the density of the water and A is the wetted area of the pipe. The equation for the flow is then

$$\gamma h a = \xi \rho A v^2$$

or

$$\xi = \frac{\gamma h a}{\rho A v^2}$$

or, as $Q = v \psi A_0$,

$$\xi = \frac{\gamma \psi^2 h a A_0^2}{\rho A Q^2}$$

ξ need not have a constant numerical value, but can vary both with the velocity of the water and the cross-sectional area of the pipe. Experiments on pipes have shown that ξ will be a function of the Reynolds' number $\frac{v l}{\nu}$ in which l is a length characterising the channel and ν is the kinematic viscosity.

The cross-section and surface area of the tube can be presumed, after consideration of the dimensions, to be proportional to the mean diameter of the particles δ meter. We then obtain

$$a = k_1 \delta^2 \quad \text{and} \quad A = k_2 \delta L$$

Further $\gamma = \rho g$ and the last equation can be written:

$$\xi = \frac{g \psi^2 k_1 h A_0^2 \delta}{k_2 L Q^2}$$

Inserting the following symbols

$$v_0 = \frac{Q}{A_0}, \quad 2k = \frac{k_1}{k_2} \quad \text{and} \quad J = \frac{h}{L}$$

the expression for ξ becomes

$$\xi = 2g k \frac{\psi^2 \delta J}{v_0^2}$$

In accordance with what was stated previously ξ is a function of a Reynolds' number which can most easily be based on the mean velocity v_0 and the diameter of the grains or particles δ . Indicating the Reynolds' number by E and with the use of the same symbols as before we obtain:

$$E = \frac{Q \delta}{\psi A_0 \nu} = \frac{v_0 \delta}{\psi \nu}$$

We can then set up the equation:

$$k \psi^2 2g \frac{\delta J}{v_0^2} = F \left\{ \frac{v_0 \delta}{\psi \nu} \right\}$$

For the sake of simplicity we insert the symbols $\xi_\delta = 2g \frac{\delta J}{v_0^2}$ and $E_\delta = \frac{v_0 \delta}{\nu}$ whereupon the last equation becomes

$$k \psi^2 \xi_\delta = F \left\{ \frac{E_\delta}{\psi} \right\}$$

With an unaltered placing of the particles in one and the same filter bed k and ψ are constants. Thus

$$\xi_\delta = F \{ E_\delta \}$$

applies to every filter bed, but the function is still unknown.

Concerning the flow of water through capillary tubes with circular cross-section, we know that for this flow Poiseuille's formula is applicable, as follows:

$$v = \frac{g d^2 J}{32 \nu}$$

if d indicates the inner diameter of the capillaries. This formula can also be written as a function of a Reynolds' number $\frac{v d}{\nu}$, which then takes the form of

$$2g \frac{d J}{v^2} = \frac{64}{\frac{v d}{\nu}}$$

or

$$2g \frac{d J}{v^2} \cdot \frac{v d}{\nu} = \text{constant.}$$

Poiseuille's formula can practically be said to agree with Darcy's, because for one and the same pipe and with constant temperature the formula becomes:

$$v = k J.$$

As the imaginary pipes in the filter bed are all equal it may readily be supposed that a formula of the same type as Poiseuille's applies to the whole of the filter bed and that thus the sought relationship can be symbolised:

$$2g \frac{\delta J}{v^2} = \frac{K}{\frac{v \delta}{\nu}}$$

If, however, reliable experimental data are worked up according to the equation

$$k \psi^2 \xi_\delta = F \left\{ \frac{E_\delta}{\psi} \right\}$$

derived for the whole of the filter bed, and assuming that k and ψ are valued at 1 (that is to say, if one computes the number E_δ and ξ_δ and plots them in a diagram with E_δ -values as abscissas and the product $E_\delta \xi_\delta$ as ordinates) we find that the points corresponding to the experimental figures do not fall along a line parallel with the E_δ -axis, which would correspond to the Darcy law, but along a line which makes an angle with the aforesaid axis. The equation of this line corresponds to the formula:

$$2g \frac{\delta J}{v_0^2} = \frac{K_1}{v_0 \delta} + K_2$$

The diagram in Fig. 1 is an example of this. The experimental figures on which this diagram is built up, have been obtained from an article of Zunker in the "Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1920." The article in question was entitled "Das allgemeine Grundwasserfliessgesetz" and consisted of a report of investigations on the flow of water through beds of similar material and of constant particle size, $\delta = 0,791, 0,930$ or $1,87$ mm and the porosity 36,9, 37,96, 39,1 % respectively.

Zunker, who worked out his experimental research data by another method than here described, has deduced the formula

$$v = k_0 (1 + a J) J,$$

in which the coefficients k_0 and a are functions of bed-material, etc. and concluded that the deviations from Darcy's law are due partly to molecular forces working between the bed material and the water, and partly to the intrusion of turbulent water.

As, judging from the literature published on the subject, the general opinion seems to be inclined to connect the deviations from Darcy's law with the change in the mode of flow of water in the filter bed, this aspect of the question will be taken up for closer consideration from the starting point of Zunker's experiments and experiences of the flow in pipes.

Laminar or Turbulent Flow in a Filter Bed.

Concerning the validity of Darcy's law the diagram on Fig. 1 indicates that there are two limits — one upper and one lower one — of which only the former can be connected with a change in the mode of flow. With the guidance of the said diagram value 4 on the Reynolds' number, built on the mean velocity and size of the par-

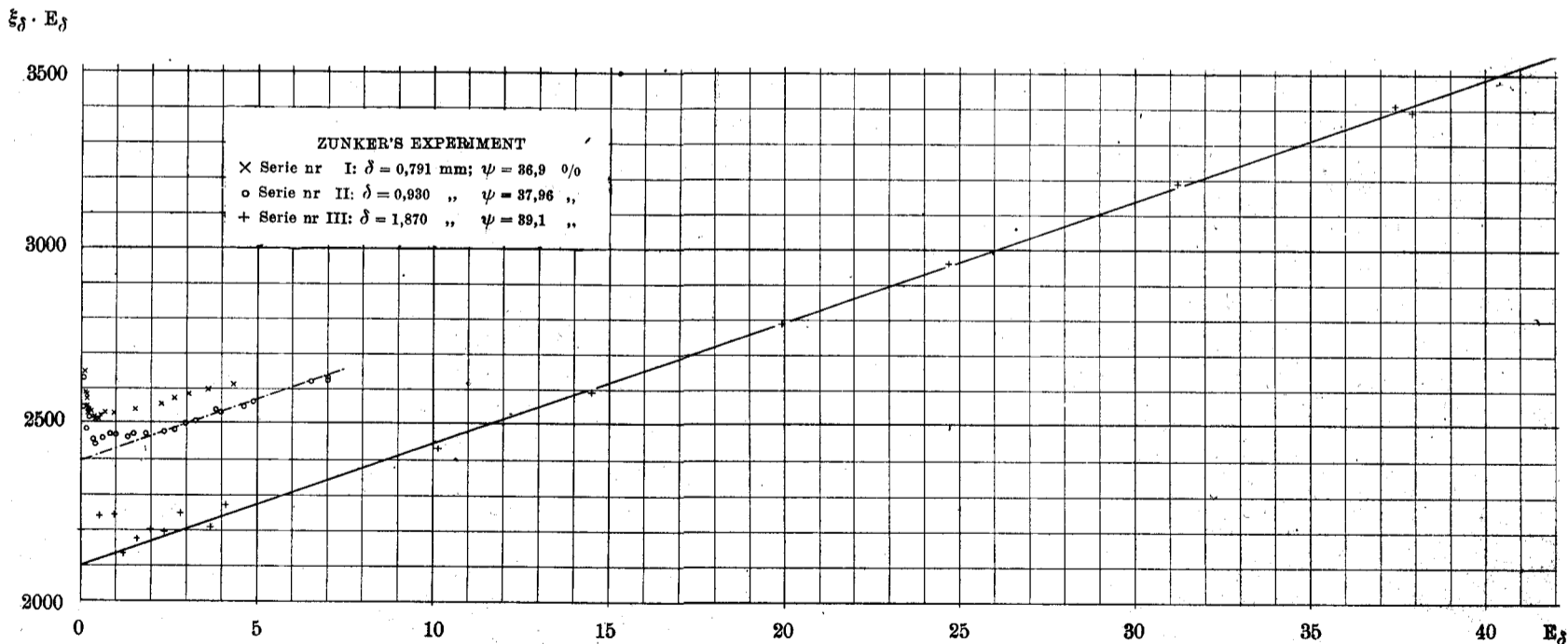


Fig. 1. Corresponding values of $\xi_\delta \cdot E_\delta$ and E_δ according to Zunker's experiments.

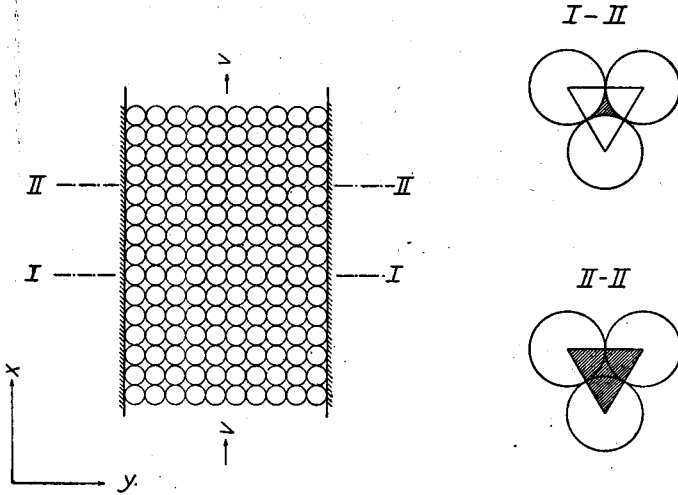


Fig. 2. Theoretical filter bed.

ticle could represent the upper limit. The turbulence of the flow has direct bearing on the highest possible velocity, wherefore the critical Reynolds' number must be built upon this velocity.

In Zunker's serie III the porosity was 39,6 % and we therefore take for consideration a filter bed consisting of spherical grains placed in horizontal layers one above the other in such a manner that in every layer the central points of the grains build equilateral triangles each with the area $0,25 \sqrt{3} \delta^2$ (see Fig. 2) and that triangles lying above one another can be considered to be cross-sections of straight prisms of the length of the bed. The porosity in the said bed is 39,6 %. If we regard the channel existing inside such a prism we learn that the area of the narrowest cross-section of the channel is $0,125 (2 \sqrt{3} - \pi) \delta^2$ and that the perimeter of this area is $0,5 \pi \delta$.

The filter velocity in such a bed corresponds to the total area of the triangles. The highest velocity of the water in the said bed is thus

$$\frac{0,25 \sqrt{3}}{0,125 (2 \sqrt{3} - \pi)} = \infty 10,6 \text{ times greater}$$

than the filter velocity.

The channel under consideration has not a circular cross section. In order that the experiences of conditions of flow in straight pipes may form a basis for the study of equivalent conditions in the filter bed, we have to compute the mean hydraulic radius of the cross-section

under consideration, which, with the above mentioned figure, is found to be

$$\frac{0,125 (2\sqrt{3} - \pi) \delta^3}{0,5 \pi \delta} \text{ or } 0,255 \delta.$$

Thus, for the cross-section in question a Reynolds' number of

$$E_R = \frac{10,6 v_0 0,255 \delta}{\nu} = \approx 2,7 E_\delta.$$

is valid.

This number can also be derived by comparing the wetted perimeters in question.

If we insert the value found in Fig. 1 we obtain an upper limit of the validity of the Darcy law applicable to the whole of the filter bed, or

$$E_R = \infty 11.$$

The change from laminar to turbulent motion in a straight pipe of constant cross-section form has, by experiment, been found to take place at a certain value on Reynolds' number E , which can be conveniently built on a mean hydraulic radius and the mean velocity of the water. The following lowest values on E_R have been found:

Cross-section form	E_R	
Circular	580	(Schiller)
Square	500	(Schiller)
Rectangular	850	(Davies & White)
Triangular	600	(Nikuradse)

To this value can be adjoined a determination by Lindquist on the critical number for a shallow cross-section of a river model, namely: $E_R = 600$. All these values refer to cross-sections of conduits of constant size and shape, in which the laminar flow is undisturbed by any surface irregularities. In a channel of that shape which is found in a filter bed where the grains are placed in accordance with Fig. 2, it is probable that the change to turbulent motion takes place at a lower value on Reynolds' number than the above given figures. As no investigations seem to have been carried out concerning this, the writer has studied the conditions of flow in a pipe of the shape shown in Fig. 3,

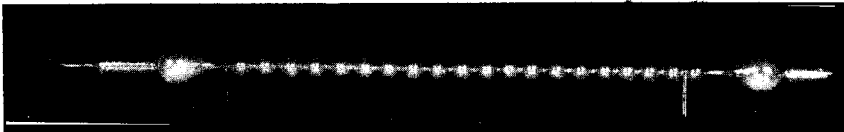


Fig. 3. Tube with "bulbs" and "throats".

with the use of same colour method as Reynolds employed. The pipe was suspended in a vertical position with its upper end connected to the bottom of a reservoir with constant water level. By means of a glass pipe extended to a fine point the colour was inserted in the water flow through the pipe, and the quantity of water regulated at the outlet by means of a clip, and observations were made on the critical velocity at different temperatures, and on the distribution of velocity in the "bulbs" as well as in the "throats".

As a critical Reynolds' number, computed on the basis of the smallest cross-section of the pipe and the quantity of water flowing through, the value $E_R = 136$ has been obtained. On the other hand, if the Reynolds number is computed on the mean velocity, observed on a long stretch along the axis of the pipe and by means of the colour band, we get $E_R = 105$.

Concerning the conditions of flow, it has been ascertained that near the critical velocity the water flows along the middle axis in the form of a core current, in which the velocity seems to be about the same over the larger part of the width of the core and that dead water is formed around the core in the "bulbs".

The stability of the laminar motion in a cylindrical pipe has been investigated by Schiller, who has tried to make this clear by studies of the course of the current at the edge of a pipe's inlet. According to these investigations a laminar flow always exists there, when the Reynolds' number computed on the mean velocity in the pipe and its mean hydraulic radius is $E_R < 150$. If $E_R > 150$, undulating bands proceed from the edge but they always become level within a short distance from the edge, when $E_R < 250$.

It should accordingly be clear that the flow within the filter beds investigated by Zunker has been of laminar mode. This is also proved by the shape of the formula

$$2g \frac{\delta J}{v^2} = \frac{K_1}{v \delta} + K_2$$

for, with a turbulent flow and low Reynolds' number the formula

$$2g \frac{RJ}{v^2} = \frac{K_3}{\sqrt{\frac{vR}{\nu}}}$$

is valid

Causes of the Deviations from Darcy's Law.

The laminar flow in long pipes of different cross-section forms has been treated by Boussinesq in a theoretical manner and the results have been given in formulas of the same type as Poiseuille's. Boussinesq has also shown that the formula for a pipe with an equilateral triangular cross-section is, to a certain extent, valid for other cross-sections of the same size. Schiller later on verified these formulae by experiment on square cross-sections; Lea and Tadros on rectangular cross-sections of different length relations between the sides, etc. Hence, for the laminar flow in a long straight pipe with constant cross-section without limitation a formula of this type:

$$2g \frac{RJ}{v^2} = \frac{K}{\frac{vR}{\nu}}$$

in which the value on K varies with the shape of the cross-section, is valid.

Thus, the deviations from Darcy's formula which, as has been shown before, can be deduced from a formula of the above type, do not correspond to the shape of the cross-section, — circular, rectangular, triangular, etc. — of a conduit.

The general features of the formula deduced from Zunker's experimental series show, however, that the resistance at the fluid motion in a filter bed is greater than what would correspond to the flow which, according to the theory, should be formed in a long pipe having equivalent relations in other respects. That this is the case must be owing to the special conditions inside the filter bed, namely, that the channels inside the bed have not constant cross-section areas or unvarying form. The distribution of velocity usually formed in a long pipe can consequently not be developed. That this condition involves an increase of the resistance is shown by Poiseuille's two series of experiments on the loss of head in capillary pipes.

The values in the first series, which have been obtained by the use of a long cylindrical pipe are in complete agreement with the empirically found formula of Poiseuille, and have also been deduced by Stokes on the basis of Newton's hypothesis of the frictional resistance by fluid motion. To this formula corresponds a parabolic distribution of velocity, characterised by a maximum velocity along the axis of the pipe being twice the mean velocity in the pipe.

On the other hand, the second series, which was carried out with the same accuracy and according to the same experimental methods as

the first, but by the use of a shorter pipe, has given values which deviate from Poiseuille's formula. The cause of this lack of agreement has been explained by Boussinesq and his assistant Delemer by means of a mathematical analysis of the flow in the inlet part of a cylindrical pipe, which is presumed to be connected to a reservoir by means of a nozzle of such a form, that in its outflow end, (that is to say, the inflow end of the pipe) there is a velocity of water constant throughout the whole cross-section. As a result of the analysis, Poiseuille's formula must be supplemented by a corrective term because the parabolic distribution of velocity can not be developed immediately to the inflow end of the pipe, but requires for its formation a certain length of pipe, for the computation of which Delemer has given a formula which, after transformation can be written:

$$\frac{x}{r} > 0,261 \frac{vr}{\nu}$$

where r = the radius of the pipe and x the required inflow length of the pipe. The magnitude of Delemer's corrective term is $2,269 \frac{v^2}{2g}$. For the computation of the loss of head in short pipes the following equation is valid:

$$h = 2,269 \frac{v^2}{2g} + \frac{8\nu vl}{gr^2}$$

and this is covered by the experimental figures in Poiseuille's second series. For the development of the parabolic distribution of velocity from the mean velocity, therefore, a pressure of $1,269 \frac{v^2}{2g}$ is consumed. Schiller has deduced a similar formula by the aid of Prandtl's boundary-layer theory, and further, verified it by his own series of experiments.

The following equation

$$2g \frac{dJ}{v^2} = 2,269 \frac{d}{l} + \frac{64}{\frac{vd}{\nu}}$$

corresponds to the above formula and, for a certain pipe, agrees in its general features with the formula deduced from Zunker's series of experiments, namely:

$$2g \frac{\delta J}{v^2} = \frac{K_1}{\frac{vd}{\nu}} + K_2.$$

The causes, therefore, of the deviations from Darcy's law are due to the fluid motion within a filter bed being determined not only by pressure and viscosity forces, but also by forces of inertia.

Experimental Investigations on the Filter Law.

The experiments carried out by Zunker have, as shown in the diagram on Fig. 1, given three non-congruent curves, which can be due to the porosity and the grains differing in different beds. It should therefore be of interest to know the result of experiments with material of a uniform character.

For hydraulic experiments of basic importance the principles of dynamical similarity may be applied to the utmost. We shall therefore consider these principles first and outline the method of experimentation.

Imagine two filter beds composed of homogeneous material, through which water is flowing. The diameter of the particles in the one bed is δ and in the other δ_m . For the sake of simplicity we shall assume that the particles are spaced as shown in Fig. 2, in which the porosity thus is 39,6%. The filter beds are geometrically similar if their lengths in the direction of flow are in proportion to the diameters of their particles. We shall therefore investigate the conditions under which the courses of flow in the two filter beds are geometrically similar. We herewith give values pertaining to the one condition of flow with index m :

The equation for the flow in the first bed is

$$\frac{g}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial x} = -v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + \nu \left[\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \right]$$

For the second:

$$\frac{g_m}{\gamma_m} \frac{\partial p_m}{\partial x_m} = -v_{x_m} \frac{\partial v_{x_m}}{\partial x_m} + \nu_m \left[\frac{\partial^2 v_{x_m}}{\partial x_m^2} + \frac{\partial^2 v_{x_m}}{\partial y_m^2} + \frac{\partial^2 v_{x_m}}{\partial z_m^2} \right].$$

The basis for dynamic similarity is that the coordinates of similarly oriented particles be to each other as the diameters of the particles. The basic conditions can then be formulated:

$$\frac{x}{x_m} = \frac{y}{y_m} = \frac{L}{L_m} = \frac{\delta}{\delta_m}$$

We now assume that the relation between all the forces — namely, pressure, inertia and viscosity — are known for the first bed.

If we can deduce the conditions under which the same relations will obtain in the second bed we shall have obtained the conditions for dynamic similarity of flow.

In order that the first equation be convertible into the second it is first necessary to change all the forces in ratio.

From the differential equation it appears that the corresponding forces stand to one another in the following relationship:

Pressure	$\frac{g \gamma_m p \delta_m}{g_m \gamma p_m \delta}$
Inertia	$\frac{v^2 \delta_m}{v_m^2 \delta}$
Friction	$\frac{\nu v \delta_m^2}{\nu_m v_m \delta^2}$

It is evident that the forces are altered in ratio

if
$$\frac{v^2 \delta_m}{v_m^2 \delta} = \frac{\nu v \delta_m^2}{\nu_m v_m \delta^2}$$

or
$$\frac{v \delta}{\nu} = \frac{v_m \delta_m}{\nu_m}$$

and if
$$\frac{g \gamma_m p \delta_m}{g_m \gamma p_m \delta} = \frac{v^2 \delta_m}{v_m^2 \delta}$$

or
$$\frac{g p}{\gamma v^2} = \frac{g_m p_m}{\gamma_m v_m^2}$$

Here p represents the pressure head which is necessary to cause the flow. This can be measured as the height of a water column, that is to say, $p = \gamma h$, from which the last equation becomes:

$$\frac{g h}{v^2} = \frac{g_m h_m}{v_m^2}$$

We thus find that the said flows are geometrically similar if both give the same value of $\frac{v \delta}{\nu}$, based on corresponding velocities and lengths,

in which case $\frac{g h}{v^2}$ is the same for both systems. For different values of the first mentioned number the latter can have different values, from which it follows that

$$\frac{g h}{v^2} = \Phi \left\{ \frac{v \delta}{\nu} \right\}$$

In the case under consideration the thickness of the bed is proportionate to the diameter of the particles, with a constant factor of

proportionality. If this is not the case then the number $\frac{g h}{v^2}$ must also be a function of the ratio $\frac{L}{\delta}$.

Thus we obtain

$$\frac{g h}{v^2} = F \left\{ \frac{L}{\delta}, \frac{v \delta}{\nu} \right\}.$$

For the corresponding velocity we can choose the mean velocity of the water through the bed. For one and the same filter bed with unchanged placing of the particles, we can assume that the pressure necessary to maintain flow is directly proportional to the thickness of the bed. The last equation then becomes:

$$\frac{g h \delta}{v^2 L} = F \left\{ \frac{v \delta}{\nu} \right\}$$

To determine the permeability of filter beds composed of homogeneous particles with a certain spacing, it is only necessary to determine the relation between the right and left hand members in the above relation for one diameter of particle and at one temperature. The relation found is then applicable to all beds having the same spacing of the particles but at different temperatures and for all incompressible liquids.

In carrying out experiments of the type in question circumstances may arise which, in a measure, make the attainment of geometric similarity impossible. For example, it may be impossible to obtain the same arrangement of the particles in the two beds when small particles are used, or the volume of voids may vary slightly. Agreement in the percentage of voids is an indication that the structure of the beds is the same, but is not conclusive proof. Further, for the sake of economy it may not be possible to vary the length of the bed in relation to the diameter of the particles. Nor might it be possible to vary the cross-sectional area of the channel used as a filter bed in relation to the diameter of the particles. The walls of the channel can thus influence the results if sufficient care is not exercised. In addition to unavoidable errors of observation, such circumstances thus invest the experimental results with some degree of uncertainty.

Experimental equipment. In order to fulfil the basic condition as completely as possible — that of geometrical similarity — and obtain comparable experimental results, lead shot was chosen as the experimental material, riddled to the nominal diameters, 1, 2, 3, 4 and 5 mm. The exact diameter was determined by filling a graduated glass with

water up to a certain height and then immersing a certain number of lead shot, corresponding to about five cubic centimeters in the water. The apparent increase in the volume of the water was observed. Three determinations were made and the average used. The results appear in the following table:

Nominal diam. mm	Number of particles	Volume in cub. centimeters				Actual diam. mm
		I	II	III	Average	
1	7000	4,30	4,32	4,34	4,32	1,054
2	1000	4,43	4,41	4,44	4,43	2,037
3	350	4,89	4,98	4,89	4,92	2,993
4	140	4,78	4,78	4,72	4,76	4,019
5	75	4,69	4,70	4,65	4,68	4,919
Average of averages					4,62	
Computed average deviation					0,024	

Water from the supply system of the city of Stockholm was used in the experiments, but it was filtered in every case.

Apparatus. The experimental equipment appears in Fig. 4. It consisted of two experimental pipes A, a head control reservoir B with wasteway C, a sump D, a pump E, a filter F, four manometers G and the necessary piping.

The area of the experimental pipe chosen was as large as possible, compatible with the pump, pressure head and material available. A suitable size was found to be 4" drawn brass pipe with a three mm wall. The free inner area was found to be 71,44 sq.cm for each pipe. Each experimental pipe was about 1,6 meters in length and both ends were fitted with flanges for inlet and discharge pipes having a diameter of 25 mm. The pipes were placed with their axes in a vertical position and the water was supplied at the bottom.

In these experiments it was of particular importance that the water supply should be under a constant pressure and at a constant temperature. To obtain these conditions, a small head control reservoir was used, to which the water was lifted by a small pump driven by an electric motor, and from which the water flowed to the experimental pipe by gravity. The head control reservoir was fitted with a circular spill-way to prevent flooding and to obtain a constant water level. The discharge from the spill-way and the experimental pipe returned to the sump.

The entire length of the experimental pipe was not used for determining the relation between the quantity and the corresponding loss

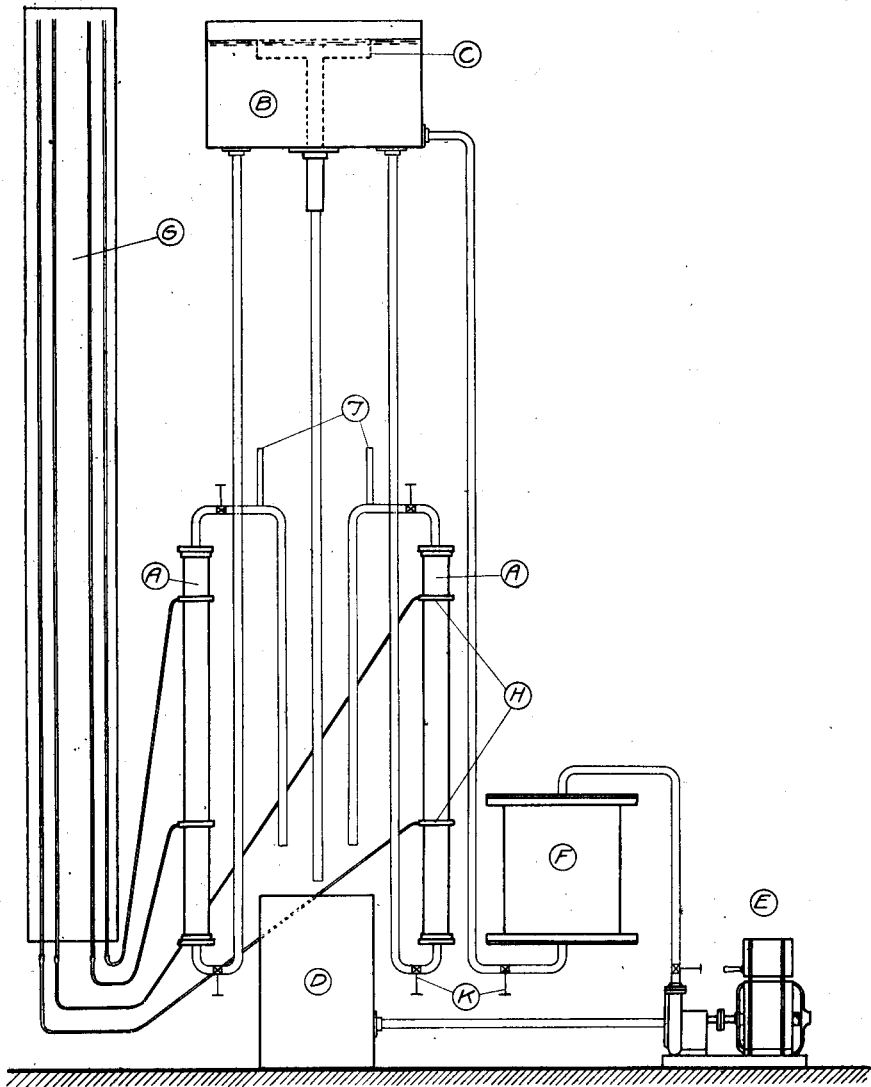


Fig. 4. Experimental equipment at the experiments with lead shot.

of head, but an experimental section 1000 mm long was used, beginning 400 mm from the lower flange, in spite of the special arrangements made for obtaining a uniform distribution of velocity over the whole cross-section.

At both ends of the experimental section, 16 holes 0,75 mm in diameter were drilled at equal intervals around the pipe and covered by a grooved ring which thus connected them. This ring was fastened to the pipe and fitted with an outlet connection. The two points of pressure measurement on Fig. 4 were connected to a water manometer G (see Fig. 4) by rubber tubing. The manometer had an internal diameter of 9 mm. The scale consisted of varnished millimeter paper on which the graduations were checked by a two meter steel scale.

At the discharge end of the experimental pipe a special vent pipe (J in Fig. 4) was used to prevent the water discharged from starting a siphoning action and setting up variable flow. The necessary valves (K in Fig. 4) were placed in the pipe lines.

Experimental Procedure.

At the beginning of each experimental series the pipe was first filled with lead shot, then with water at a higher temperature than the surrounding air, which was supplied slowly from below. The quantity of water was regulated by means of the valve at the discharge end.

The temperature of the water varied between 2,5 and 18° C. The lower temperature was obtained by filling the sump and the head control reservoir as often as it was necessary with cracked ice. The higher temperature was maintained by heat given off by the pump, and the intermediate ones were obtained by introducing water from the city mains into the sump. The temperature was measured in both the upper and lower reservoirs with a thermometer graduated to $\frac{1}{5}$ th degree Centigrade.

The porosity of the experimental material was determined in the usual manner, namely, by adding to a certain volume of lead shot a sufficient quantity of water to completely fill the voids. A reliable determination of the porosity could not be made in the experimental pipe because of the capillarity of the water. The determination was therefore made in a 200 mm section of pipe of the same diameter as the experimental pipe. This pipe, which was fitted with a flat bottom, was filled with shot and the necessary amount of water added. The experiments were repeated several times without the detection of any deviation from the values of the porosity given below:

Diam. mm	Percentage of voids	Average
1	37,1	
2	39,1	
3	38,1	38,3 %
4	39,0	
5	38,1	

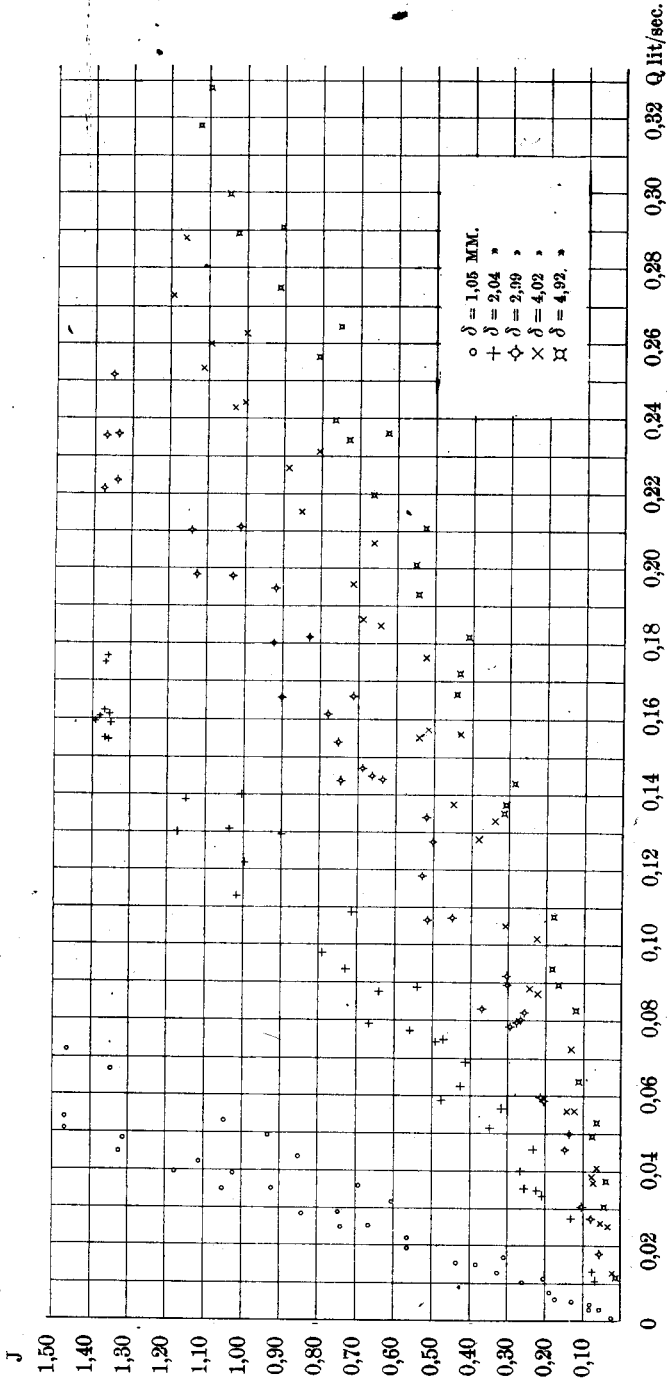


Fig. 5. Corresponding values of the discharge and the loss of head at different temperature of water and size of the lead shot.

The observations consisted in the determination of

- 1) the rate of flow,
- 2) the head loss corresponding to the flow,
- 3) the average temperature.

The rate of flow was determined by weighing the water discharged during a specified time. The time was measured by a stop-watch reading to $\frac{1}{6}$ th of a second. The possible error in this determination could not have been greater than 10 grammes in weight and 0,2 seconds in time.

The readings of the water column were made in such a manner that no error could creep in because of parallax. An error in the reading of not more than 0,5 mm, however, was possible.

The mean temperature taken was the mean of the temperatures in the upper and lower reservoirs.

The trend of the Results.

The corresponding values of the discharge and the head loss are to be found in Fig. 5, which gives a good picture of the dispersion of the points in any series owing to the degree of temperature and the divergence of the different series due to the varying diameter of the particles.

With the support of the experimental values the numbers

$$\xi_{\delta} = 2g \frac{\delta J}{v_0^2} \quad \text{and} \quad E_{\delta} = \frac{v_0 \delta}{\nu}$$

are obtained. The kinematic viscosity has been determined by Poiseuille's equation, and the acceleration of gravity has been estimated at 9,815 m/sec². The values of the product $E_{\delta} \xi_{\delta}$ have been plotted as ordinates against the corresponding values of E_{δ} , in accordance with Fig. 6. The diagram shows that the points lie along a straight line, the equation of which is

$$\xi_{\delta} E_{\delta} = 2500 + 40 E_{\delta}$$

After a simple transformation the equation can be written:

$$\xi_{\delta} = 40 + \frac{2500}{E_{\delta}}$$

The dispersion of the points is due partly to errors of observation, and partly to the varying percentage of voids in the different filter beds and that consequently a certain difference has existed in the placing of the particles.

Substituting the mathematical expression for the corresponding symbols in the last equation, we obtain the formula

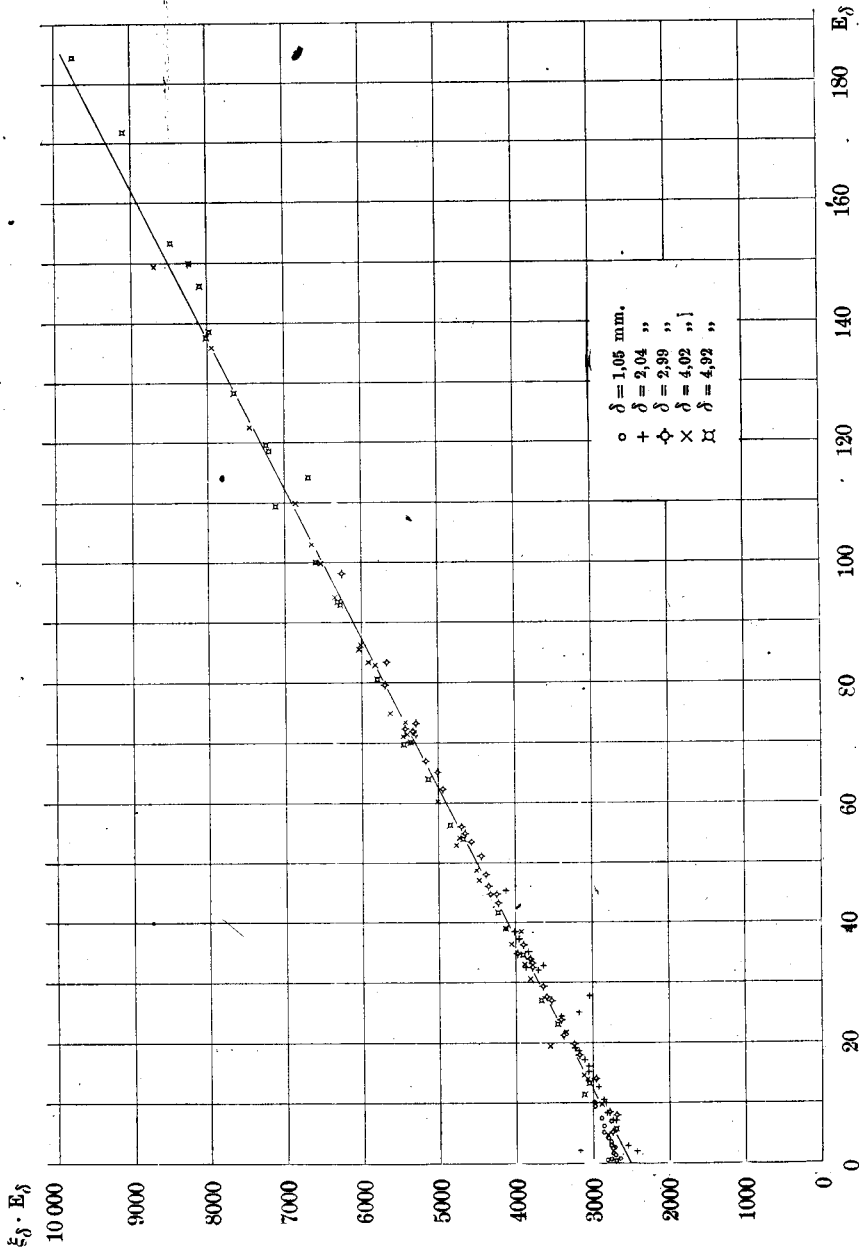


Fig. 6. Corresponding values of $\xi_\delta \cdot E_\delta$ and E_δ according to experiments with lead shot.

$$2g \frac{\delta h}{v^2 L} = \frac{2500}{v\delta} + 40,$$

which, solved in relation to v and J , gives

$$v = \frac{2g \delta^2}{2500 v + 40 v \delta} J$$

the validity of which, according to experiments, is $4 < \frac{v\delta}{\nu} < 180$, porosity 38 % and grains uniform.

By comparing the formula with Darcy's $v = kJ$, we learn that k is dependent upon the velocity of water, a phenomenon which earlier investigators have observed, but were unable to explain. Even Darcy's own series of experiments concerning sand with 38 % porosity show, that the coefficient of permeability has not a constant value, and that it varies with the velocity, as the following table shows.

Exp. No.	Loss of head J %	Velocity cm/sec	k cm/sec
1	1,92	0,062	0,033
2	4,07	0,133	0,033
3	6,99	0,208	0,032
4	8,44	0,247	0,029
5	8,65	0,263	0,030
6	13,18	0,378	0,029
7	14,02	0,406	0,029
8	14,78	0,424	0,029
9	17,00	0,482	0,028
10	18,78	0,509	0,027

Conclusions.

By means of analyses of experimental series on the flow of water through filter beds, it is shown that Darcy's law, $v = kJ$, is not valid so soon as the Reynolds' number computed on the mean velocity in the filter bed, the size of the grains and the kinematic viscosity, is greater than 4. For instance, with water at 8° C., it means that the product of the mean velocity in the filter bed (cm/sec) and the size of the grain (mm) must be smaller than 0,50, when the Darcy law is applied. The causes of the deviations have been elucidated by the help of flow conditions in pipes. The results obtained from series of experiments with similar material and with the mean porosity of 38 % are stated and the following ground water formula deduced:

$$v = \frac{2g \delta^2}{K_1 v + K_2 v \delta} J$$

in which

v = mean velocity of water through the bed

δ = diameter of particles (homogeneous bed)

J = pressure loss per meter of bed thickness

g = acceleration of gravity

ν = kinematic viscosity

$\left. \begin{matrix} K_1 \\ K_2 \end{matrix} \right\}$ = dimensionless numbers the numerical values of which are dependent on the placing of the particles, the conditions of grading and the porosity of the bed.

For similar particles and 38 % porosity the numbers are

$$K_1 = 2500 \text{ and } K_2 = 40.$$

The influence of the porosity and the proportionality factor of the grains upon the coefficient of permeability, and the causes of the deviations from the Darcy's law at very small values of the velocity and small grains, are the present subject of the writer's researches.

The results of the experiments with lead shot used in this paper are taken from the thesis read by G. von Heideken, Civil Engineer, who conducted them during the academic year 1928, at the Hydraulic Structures' Laboratory of the Royal Technical University, Stockholm, under the direction of the writer.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Die Energieumwandlung an Wehren

VON ERIK LINDQUIST.

Hauptmann des Königl. Wege- und Wasserbaukorps, Stockholm.

Die Energieumwandlung am Fusse der Überfallwehren oder an der Stromabwärtsseite von Bodendurchlässen wurde während der Jahren 1925—1930 theoretisch und experimentell im Wasserbaulaboratorium der Königl. Technischen Hochschule zu Stockholm studiert. Die Untersuchungen bezogen sich auf verschiedene Anordnungen für Kolkabwehr an den Wehren und umfassten auch die Bedingungen dafür, dass die durch Bodendurchlässe oder über Wehre — mit im Verhältnis zu dem Unterwasserspiegel niedrig liegenden Schwellen — abfliessenden Wassermengen mit grösstmöglicher Genauigkeit gemessen werden konnten. Da die erstgenannten Untersuchungen gegenwärtig von allgemeinem Interesse sind, werden hier einige Ergebnisse angeführt.

Der Wassersprung und seine Länge.

Wir nehmen das in Fig. 1 dargestellte Wehr und seinen Strömungsvorgang in Betracht. Dieser ist von zwei parallelen und vertikalen Wänden begrenzt, deren gegenseitiger Abstand B m ist. Die abfliessende Wassermenge ist Q m³/sec. Die Geschwindigkeit des Wassers am Fusse

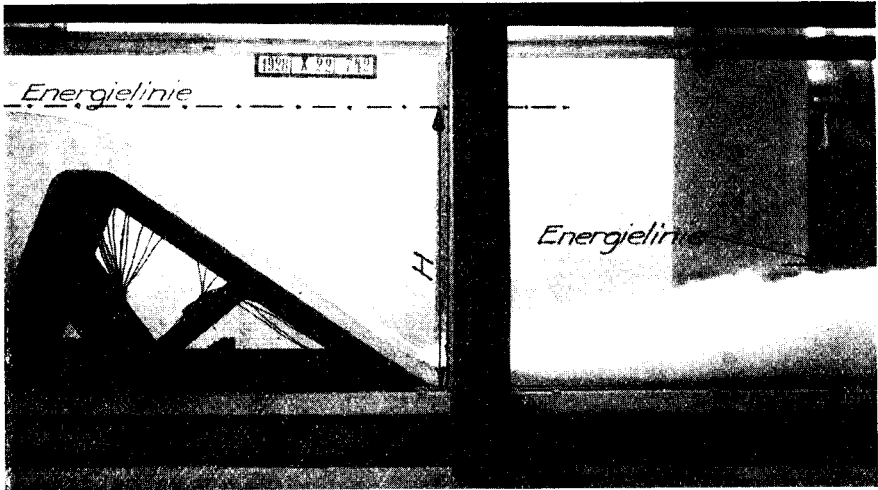


Fig. 1. Überfallwehr mit Wassersprung am Fusse des Wehres.

des Wehres muss der Höhe, um die das Wasser gefallen ist, entsprechen, falls die Gefälleverluste zu Folge der Reibung gegen die Wände nicht mitberechnet werden. Unter Voraussetzung, dass hydrostatische Druckverteilung innerhalb der D_1 m dicken Wassermasse am Fusse des Wehres herrscht, kann die Bernoullische Energiegleichung für die Strömung in einem Querschnitt, als Ganzes betrachtet, verwendet werden.

Für einen Vertikalquerschnitt am Wehrfusse erhält man also die Gleichung

$$H = D_1 + \frac{Q^2}{2g B^2 D_1^3}$$

in welcher H gleich der Energiehöhe des gegen das Wehr strömenden Wassers im Verhältnis zum horizontalen Sturzboden ist. Diese Höhe kann meistens gleich dem vertikalen Höhenunterschiede zwischen dem Oberwasserspiegel und dem genannten Boden gesetzt werden.

Die Wassertiefe D_1 wird bei jeder Gelegenheit am einfachsten bestimmt, wenn die obenerwähnte Gleichung in der folgenden Form geschrieben wird

$$\left(\frac{D_1}{H}\right)^3 - \left(\frac{D_1}{H}\right)^2 + \frac{Q^2}{2g B^2 H^3} = 0$$

und ein Diagramm über zusammengehörige Werte von $\frac{D_1}{H}$ und $\frac{Q^2}{2g B^2 H^3}$ ein für allemal nach der Figur 2 zusammengestellt wird. Hierbei muss

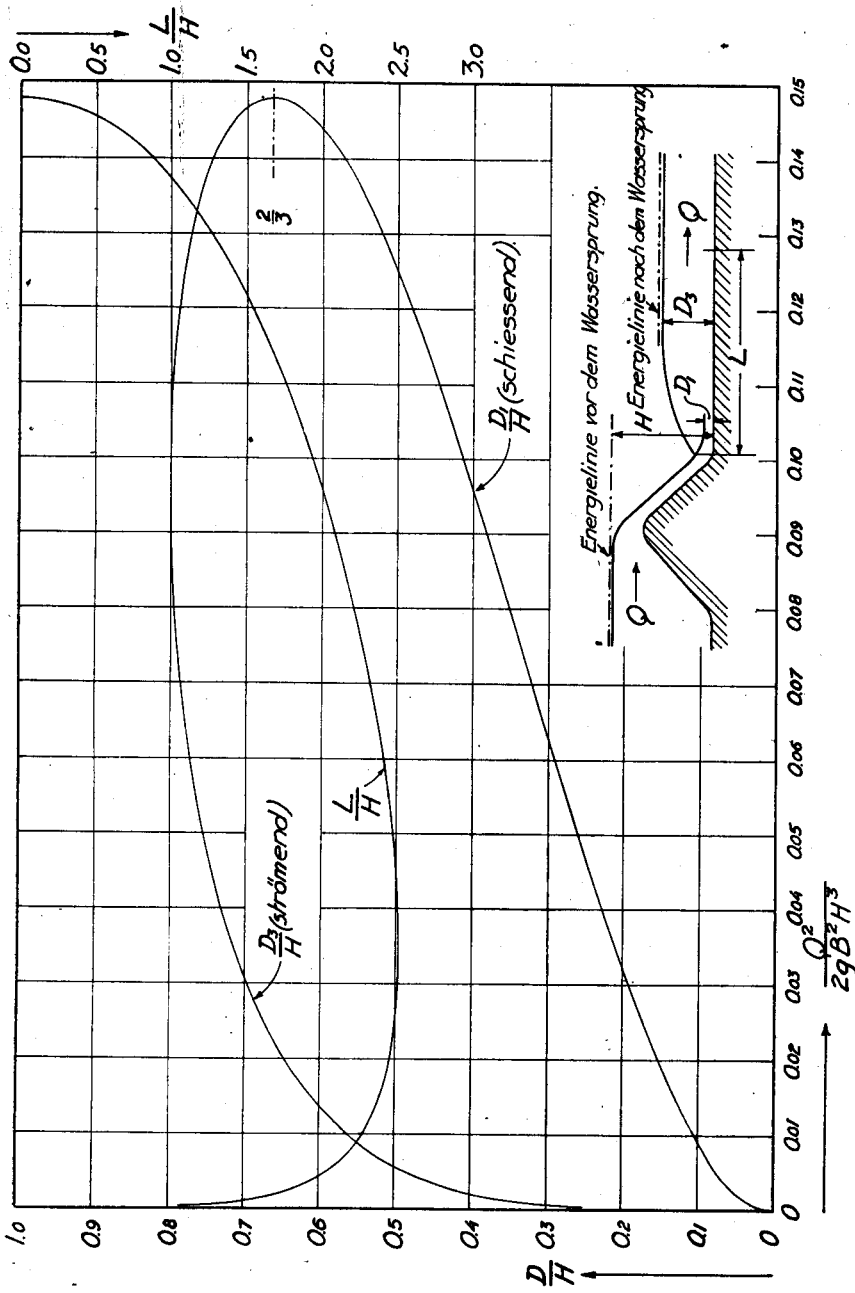


Fig. 2. Diagramm für Berechnung der Wassertiefe bei schiessendem Wasser am Fusse des Wehres, erforderliche Tiefe stromabwärts eines Wassersprunges und die Länge des Sprunges.

beachtet werden, dass $\frac{Q^2}{2g B^2 H^3}$ den Wert von 0,1481 nicht übersteigen kann. Die kritische Tiefe D_c hat bei den infragekommenden Strömungsgängen die Grösse

$$D_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}}$$

Die Wassertiefe D_3 stromabwärts von dem Wassersprunge kann mit Hilfe der Belanger-Unwin's Formel für einen Wassersprung berechnet werden

$$D_3 = 0,5 D_1 \left[-1 + \sqrt{1 + 8 \frac{Q^2}{g B^2 D_1^3}} \right]$$

wenn die Wassertiefe D_1 bekannt ist. Diese Formel ist auf theoretischem Wege unter Anwendung des Gesetzes der Bewegungsgrösse abgeleitet worden. Auf Grund desselben Gesetzes können wir auch folgende Gleichheiten erhalten:

für einen Querschnitt unmittelbar oberhalb des Sprunges:

$$K_1 = \frac{\gamma B D_1^2}{z} + \frac{\gamma Q^2}{g B D_1}$$

für einen Querschnitt unmittelbar unterhalb des Sprunges:

$$K_3 = \frac{\gamma B D_3^2}{2} + \frac{\gamma Q^2}{g B D_3}$$

Wenn diese Formel mit der auf Grund von Bernoulli's Theorem abgeleiteten Gleichung zusammengestellt wird, kann die Kurve für $\frac{D_1}{H}$ in

der Figur 2 mit einer für $\frac{D_3}{H}$ geltenden Kurve ergänzt werden. Dieses Dia-

gramm ermöglicht uns, in einer einfachen und streng theoretischen Weise den Wasserstand im Verhältnis zu dem Sturzboden zu berechnen, der unterhalb des Wehres erforderlich ist, damit der Sprung am Fusse des Wehres stattfindet. Die Lage des Wassersprunges auf horizontalem Boden ist aber erfahrungsgemäss nicht stabil. Bei kleinen Veränderungen im Wasserstand unterhalb des Sprunges, wandert dieser stromaufwärts und stromabwärts. Eine unbedeutende Senkung im Wasserstand verursacht erfahrungsgemäss eine grosse Verschiebung von dem Sprunge in der Richtung der Strömung. Dies muss auch aus theoretischen Gründen der Fall sein, was hier mit Hilfe der Figur 3 dargestellt wird. In dieser sind

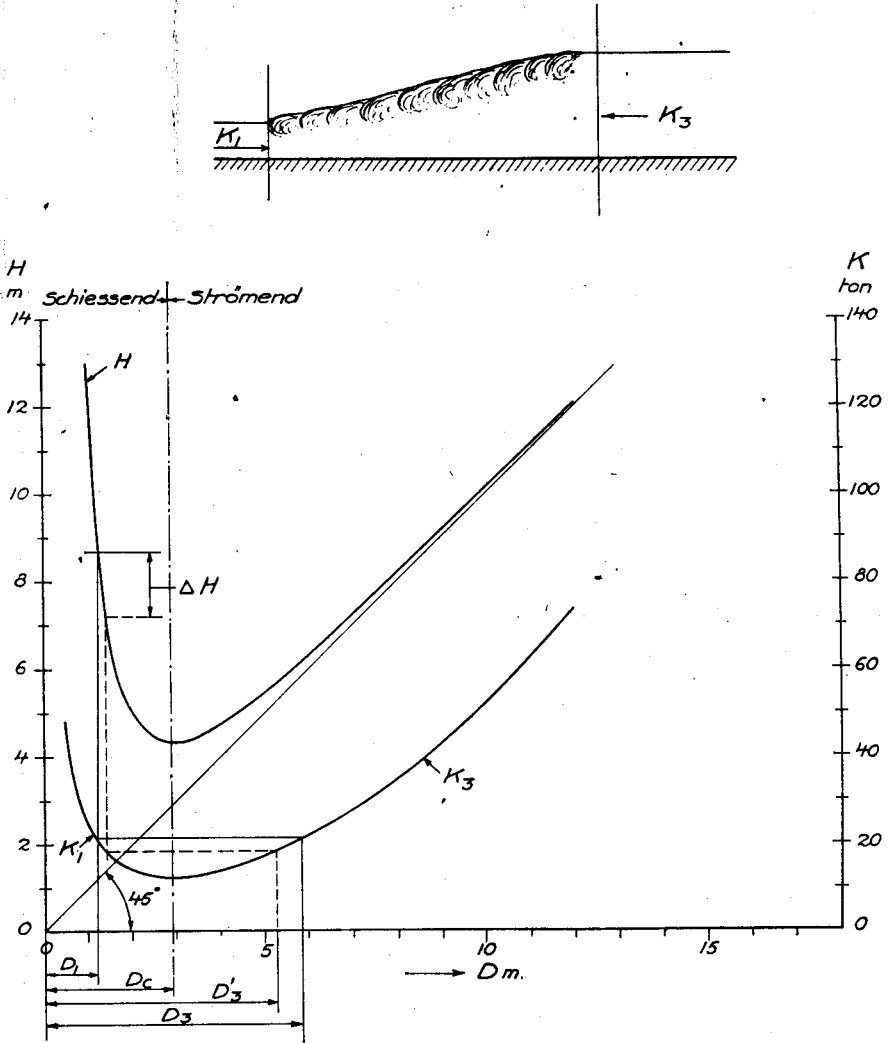


Fig. 3. Zusammenhang zwischen der Wassertiefe, Energiehöhe und der Reaktionskräften K beiderseits eines Wassersprunges.

zwei Kurven, die derselben Wassermenge und derselben Kanalbreite entsprechen, eingezeichnet. Die Kurven zeigen den Zusammenhang zwischen der Wassertiefe und der Energiehöhe bzw. den obenerwähnten Kräften K_1 und K_3 . Aus der Figur geht hervor, dass derselbe Wert der Kraft K die beiden Wassertiefen D_1 und D_3 hervorruft. Eine Veränderung

des Wasserstandes D_3 zu D'_3 hat zur Folge, dass die Kraft K_3 kleiner wird als die Kraft K_1 . Um Gleichgewicht zu erzielen, muss also der Wasserstand D_1 gesteigert werden. Dieses kann aber nur dann eintreffen, wenn eine Energiehöhe der Grösse ΔH vernichtet wird. Bei horizontalem Boden kann die Energievernichtung nur durch Reibung zwischen dem Wasser und den Wänden geschehen. Falls die Reibung pro Meter Sturzboden klein ist, ist für diesen Zweck eine lange Strecke erforderlich und muss der Wassersprung sich eine gleichlange Strecke in der Richtung der Strömung verschieben.

Der Wassersprung kann aber hinsichtlich seiner Lage stabil gemacht werden, entweder dadurch, dass man auf den Boden eine Erhöhung — eine Schwelle — unmittelbar stromabwärts des Sprunges anbringt, oder auch dass man den Boden unmittelbar vor dem Sprunge so verändert, dass dort eine grosse Menge Energie vernichtet wird. Beide Vorrichtungen haben theoretische Begründung, was auch aus der Figur 3 bei näherem Studium hervorgeht.

Betreffend die Länge des Wassersprunges zeigen die Untersuchungen von verschiedenen Forschern, dass dieselbe 5 Mal grösser als der Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln unmittelbar vor und hinter dem Sprunge ist, oder, in einer Formel ausgedrückt

$$L = 5 (D_3 - D_1).$$

Die Länge des Sprunges kann mit Hilfe des in der Figur 2 gezeigten Diagrammes bestimmt werden, da in diesem eine Kurve für $\frac{L}{H}$ eingelegt ist. Hieraus geht hervor, dass der Sprung unter diesen Voraussetzungen keine grössere Länge als rund $2\frac{1}{2}$ Mal der Fallhöhe haben kann.

Der Wasserstand unterhalb eines Wehres ist meistens durch die abfliessende Totalwassermenge bestimmt und kann also nicht in anderer Weise reguliert werden als durch eine Änderung dieser Wassermenge. Wenn unterhalb eines Durchlasses eine so grosse Wassertiefe nicht vorhanden ist, dass ein Sprung sich bilden kann, muss der Sturzboden im Verhältnis zum natürlichen Boden des Wasserlaufes tiefer verlegt werden. Die Höhenlage des Bodens kann auch in diesem Falle mit Hilfe des Diagrammes in der Figur 2 bestimmt werden.

Die Länge des Sturzbodens.

In einem Wassersprunge geschieht eine Ausgleichung der Geschwindigkeiten, denn die sehr hohe Geschwindigkeit an der Einlaufseite ist an der Auslaufseite zu einer verhältnismässig niedrigen Zahl gesunken. Die Ge-

schwindigkeit ist aber in den verschiedenen vertikalen Querschnitten eines Sprunges sehr ungleichförmig verteilt — besonders an der Auslaufseite, wo die Geschwindigkeit an der Oberfläche am grössten und am Boden am niedrigsten ist. Die Figur 4, die sich auf direkte Messungen gründet, beweist dieses. Betreffend die Druckverteilung in einem Sprunge dem Boden entlang zeigen Messungen, dass der Druck, wie es sich auch gebührt, am Beginn des Sprunges am niedrigsten ist, und am Ende des Sprunges am höchsten, wo er aber etwas niedriger ist als eigentlich von der Wassertiefe (D_3) begründet. Hieraus können wir den Schluss ziehen, dass eine Strömung in der Grenzschicht am Flussboden entstehen muss,

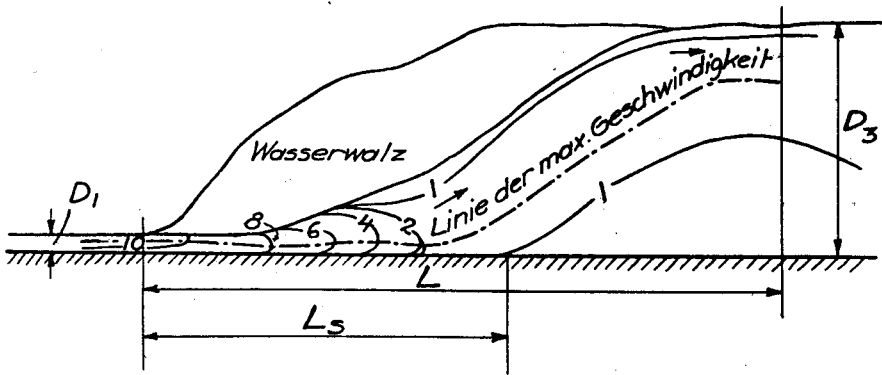


Fig. 4. Verteilungen der Wassergeschwindigkeit innerhalb eines Wassersprunges laut Messungen des Miami Conservancy District, Ohio, U. S. A. Die Ziffern geben relative Geschwindigkeitszahlen an.

und zwar in der gegengesetzten Richtung zur Hauptströmung. Die Geschwindigkeit in dieser Schicht ist von der Grösse des erwähnten Druckunterschiedes abhängig und kann so gross sein, dass das Flussbettmaterial stromaufwärts getrieben wird. Da der Druck an der Oberseite des Sturzbodens niedriger ist als was dem Unterwasserspiegel entspricht, muss bei durchlässigem Flussboden der Sturzboden so schwer gemacht werden, dass er von dem Drucke von unten nicht gehoben wird.

Die Länge des Wassersprunges ist das Maximalmass für die Länge des Sturzbodens. Das Minimalmass bei horizontalem Boden ist die in der Figur 2 angegebene Länge L_s . Wenn man aber den Sturzboden so kurz macht, kann es eintreffen, dass ein labiler Strömungszustand an der Sturzbodenkante eintritt, sodass Erosion und Auflagerung des Flussbettmaterials abwechseln (Siehe Fig. 5). Diese Erscheinung hängt wahrscheinlich mit kleinen Veränderungen in der Lage des Sprunges und den davon bedingten Druckveränderungen an der Auslaufseite desselben zu-

sammen. Dieser Zustand hört auf, wenn eine Schwelle an der Sturzbodenkante gebaut wird. Die Erklärung hierfür ist: an der Oberkante der Schwelle steigt die Geschwindigkeit, und folglich sinkt der Druck, was eine erhöhte Geschwindigkeit in der Grenzschicht und einen damit zusammenhängenden Materialtransport, ausschliesslich in einer Richtung, bewirkt. Die Höhe der Schwelle ist von ihrer Form und von ihrer Lage im Verhältnis zu dem Punkte in dem Sprunge abhängig, wo gemäss Fig. 4 die Kurve für die Maximalgeschwindigkeit den Sturzboden verlässt. Je

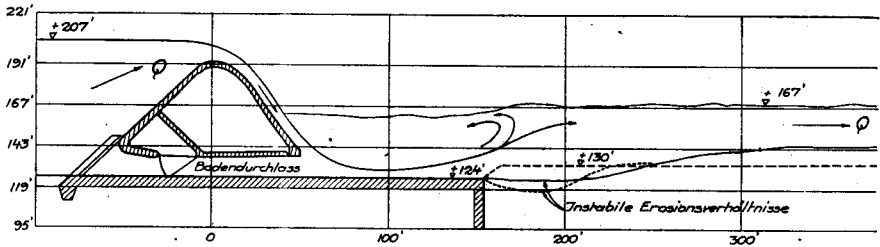


Fig. 5. Erosions- und Strömungsverhältnisse eines Wehres mit der Sturzbodenlänge = ca L_s .
Modellversuche für die Chenderoh Wasserkraftanlage 1926.

höher die Schwelle und je näher sie zum erwähnten Punkte verlegt wird, um so höher wird die Auflagerung von Material hinter ihr. Will man Schwellen anwenden, ist es am besten, die Länge des Sturzbodens durch Modellversuche zu bestimmen.

Was die verschiedenen Typen von Schwellen betrifft, haben Untersuchungen erwiesen, dass diejenigen mit rechteckigem Querschnitt sich unter allen Umständen gut bewährt haben, besonders wenn mehrere Durchlässe nebeneinander liegen und der Ablass ungleichmässig vor sich geht. Ob eine Zahnschwelle einen kürzeren Sturzboden als eine Schwelle mit rechteckigem Querschnitt und mit der Mittelhöhe der Zahnschwelle erlaubt, dürfte noch nicht ganz klargelegt sein.

Eigenartige Vorrichtungen für Energieumwandlung.

Es ist oben erwähnt worden, dass man einen Wassersprung in einer bestimmten Lage fixieren kann, wenn man einen grossen Energieverbrauch an der Einlaufseite des Sprunges erzeugt. Als Beispiel erwähnen wir die Konstruktion eines Durchlasses in der Wasserkraftanlage in Chenderoh auf der Malackahalbinsel in Hinter-Indien, die aus den Fig. 6, 7, 8 und 9 hervorgeht. Diese Anordnung besteht aus einem Strahlablenker an dem Fusse und aus zwei Strahlspaltern an der Ergussseite des Wehres. (Siehe Fig. 7.) Durch den Strahlablenker wird ein Teil



Fig. 6. Sektordurchlass bei der Chenderoh Wasserkraftanlage in Hinter-Indien. Strahlspalter an der Erguss-Seite des Wehres. Der Sturzboden wird von Leitmauern begrenzt.

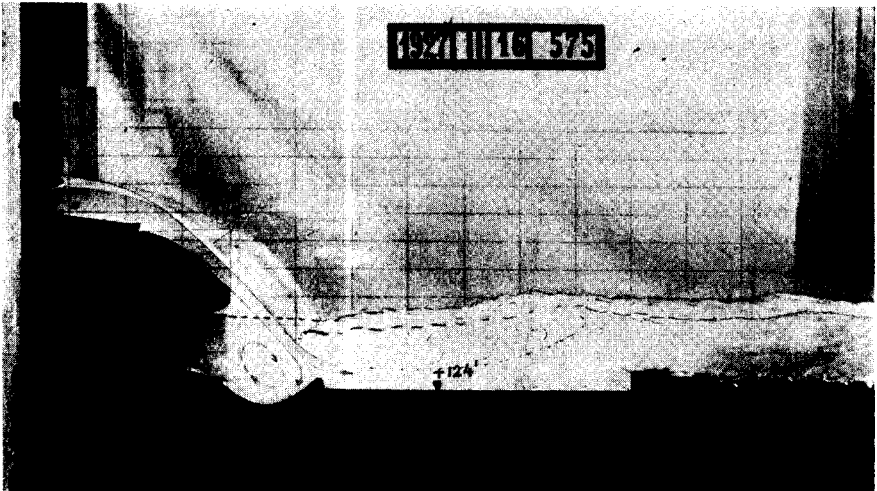


Fig. 7. Sektordurchlass bei der Chenderoh Wasserkraftanlage in Hinter-Indien. Modell im Masstabe 1:53. Der Strahlspalter in Aktion.

des abstürzenden Wassers stromaufwärts geleitet, wodurch eine Walze unter dem Strahle gebildet wird. Um für die Walze genügenden Platz zu schaffen, ist stromabwärts ein Teil des Wehres abgeschnitten. Die Strahl-

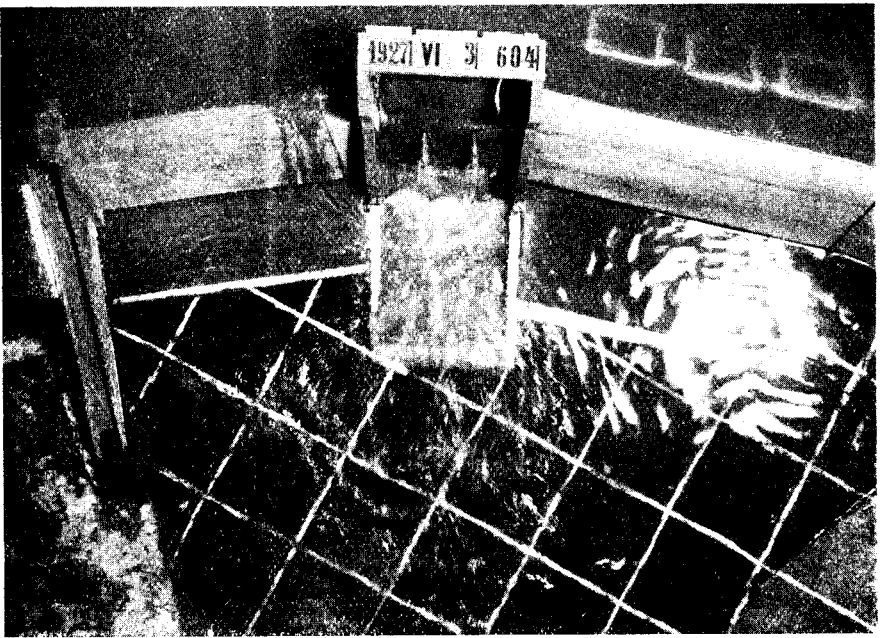


Fig. 8. Sektordurchlass bei der Chenderoh Wasserkraftanlage in Hinter-Indien. Modell im Masstabe 1:96. Die Durchflussmenge entspricht c:a 20 m³/sec. und Meter Breite.

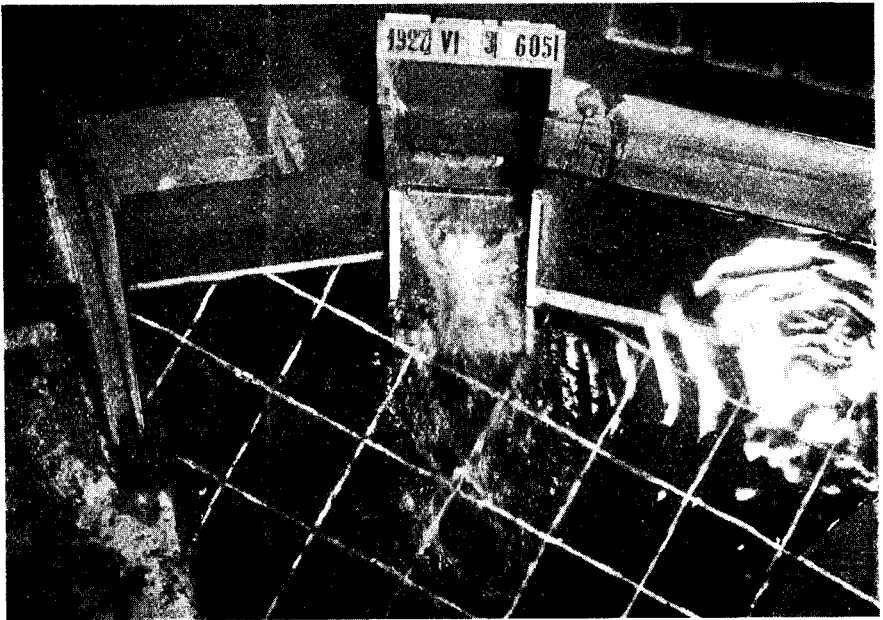


Fig. 9. Sektordurchlass bei der Chenderoh Wasserkraftanlage in Hinter-Indien. Die gleiche Wassermenge wie bei Fig. 8, Strahlspalter und Strahlablenker entfernt. Der Wassersprung stromabwärts verschoben und unregelmässig.

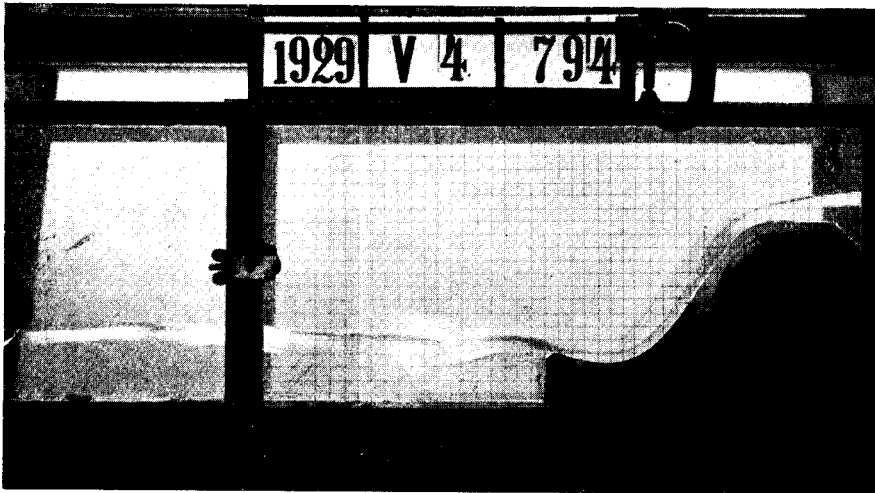


Fig. 10. Überfallwehr mit zackiger Wehrzehe für Eisabfuhr.

spalter haben den Zweck, Öffnungen in dem Strahle zu bilden, durch welche das Wasser in der Walze abfließen kann. Durch diese Anordnung war es möglich, den Sturzboden bedeutend höher als sonst bei üblichen Sturzböden zu verlegen. Fig. 9 verglichen mit Fig. 8 zeigt die Veränderungen in dem Strömungsvorgang, wenn sowohl Strahlspalter wie Strahlableiter entfernt sind. Der Sturzboden ist mit längsgehenden Mauern versehen worden, um den Strömungsvorgang auf und hinter dem Sturzboden zu stabilisieren und die Entstehung von schädlichen Geschwindigkeiten den Ufern entlang zu verhindern, sowie auch von Wirbeln neben dem Durchlass. Wenn eine Wehranlage mehrere Durchlässe umfasst, die mittels Wehrpfeilern von einander getrennt sind, kann man die Durchlässe zwei und zwei zusammenarbeiten lassen und den dazwischenliegenden Pfeiler als Strahlspalter gebrauchen, um in dieser Weise die oben beschriebene Methode für Energieumwandlung zu verwerten.

Bei Überfallsablässen, die zeitweise für Eisabfuhr angewendet werden sollen, eignet sich ein am Fusse des Wehres liegender Wassersprung nicht für Energieumwandlung, weil die Eisschollen in der Deckwalze rotieren und dadurch andauernd gegen den Sturzboden und die Ergussseite des Wehres schlagen. Dagegen wird es vorteilhaft sein, den in Fig. 10 gezeigten Querschnitt eines Wehres zu gebrauchen, wenn die Dammzehe zackig gemacht wird.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

**Schwedischer Wasserbauzement im Vergleich zu den
amerikanischen Sonder-Bestimmungen für
Talsperren-Zement.**

Dipl.-Ing. DONOVAN WERNER.

(Cementlaboratoriet vid Ingeniörsvetenskapsakademien, Stockholm.)

Die Erfahrungen der letzten Jahre haben uns gelehrt, Betonkonstruktionen, die einseitigem Wasserdruck ausgesetzt sind, als besonders beansprucht zu betrachten. In Schweden hat deshalb Kungl. Vattenfallsstyrelsen (Die Königliche Wasserfallverwaltung) schon vor mehreren Jahren umfassende Untersuchungen über die Ursachen der Betonschäden in Talsperren durchgeführt¹⁾ sowie nötige Vorsichtsmassnahmen bei der Ausführung solcher Betonarbeiten angegeben. Die Wasserfallverwaltung hat auch eine direkte Aufforderung an die Zementindustrie gestellt, wenn möglich einen speziellen Zement für Wasserbauarbeiten herzustellen, und hat dabei auch die Eigenschaften des Zements präzisiert, die von besonderem Wert sein sollten.

In dem Zementforschungslaboratorium der Skånska Cement A/B in Limhamn, Schweden, ist dann von Dr. ing. L. Forsén ein Zement den Wünschen der Kgl. Wasserfallverwaltung entsprechend hergestellt worden. Dieser neue Portlandzement wurde seit Frühjahr 1932 hergestellt und für Wasserbauzwecke verwendet.

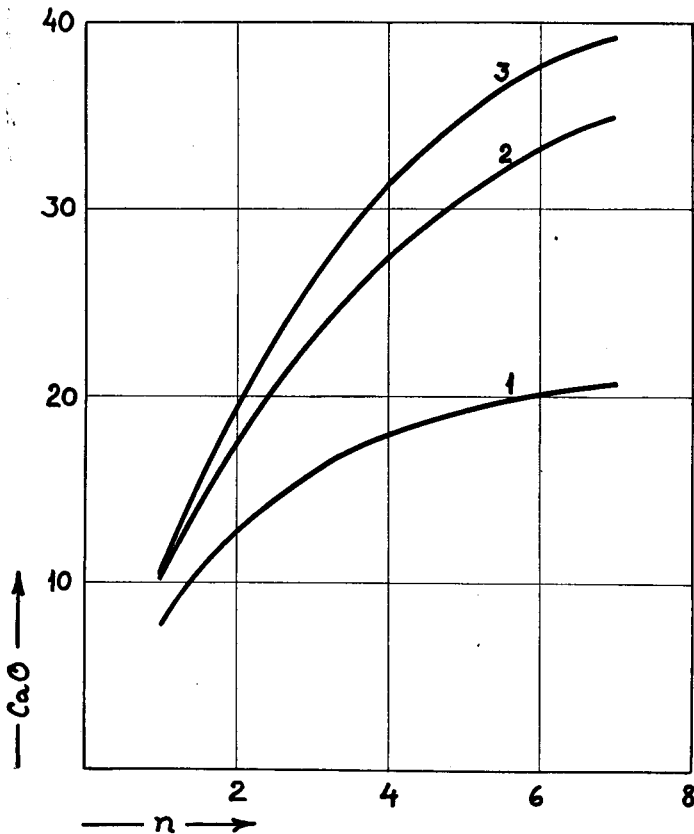


Abb. 1. Ausgelöste Menge CaO (in % von Gesamt CaO) als Funktion der Anzahl (n) wiederholter Auslösungen (nach einer Schüttelmethode).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. FrühhoCHFester Portlandzement.

Eigenschaften des Wasserbauzements.

Die interessantesten Eigenschaften des neuen schwedischen Wasserbauzements sind im Vergleich zu gewöhnlichem Portlandzement geringere Wasserlöslichkeit, erniedrigte Wärmeentwicklung, längere Zeit bis Beginn des Abbindens, mässigere Anfangsfestigkeiten mit gutem Nacherhärten, besonders bei Wasserlagerung, geringere Schwindung und geringere Neigung zur Rissbildung bei Austrocknung. Diese Eigenschaften werden unten näher besprochen.

Die unten angeführten Untersuchungen über den Wasserbauzement

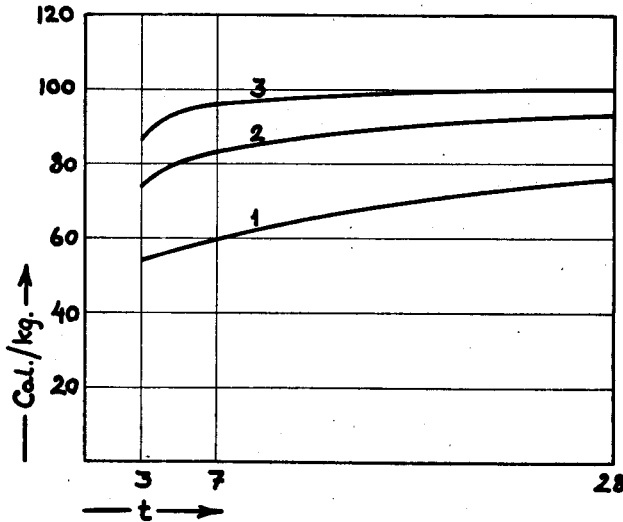


Abb. 2. Aus der chemischen Zusammensetzung berechnete Wärmeentwicklung (in Cal. pro kg Zement) nach verschiedenen Zeiten (t Tagen).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

sind hauptsächlich von Cementlaboriet vid Ingeniörsvetenskapsakademien (Das Zementlaborium an der Königl. Akademie der Ingenieur-Wissenschaften, Stockholm) durchgeführt.

1. WASSERLÖSLICHKEIT. Die durch Wasser bedingte Kalkauslösung ist für gewöhnlichen Portlandzement geringer als für frühhochfesten Portlandzement; im Vergleich mit diesen beiden Zementen ist die Kalkauslösung des Wasserbauzements bedeutend niedriger, was aus der Abb. 1 hervorgeht.

2. WÄRMEENTWICKLUNG. Die Abbindewärme von Zement ist bekanntlich von dem Gehalt an gewissen Klinkermineralien, insbesondere Trikalziumaluminat und Trikalziumsilikat abhängig, was durch genauen Messungen in U. S. A. bestätigt worden ist.²⁾ Zuzufolge der Kenntnis über den Zusammenhang zwischen mineralogischer oder chemischer Zusammensetzung und der Wärmeentwicklung des Portlandzements kann deshalb nunmehr die spezifische Wärmeentwicklung auf Grund der chemischen Zementanalyse annähernd berechnet werden.³⁾

Ein Vergleich der drei obenerwähnten Zemente in Bezug auf die aus der chemischen Zusammensetzung errechnete Wärmeentwicklung ist in Abb. 2 wiedergegeben, wo die, besonders für Massivbauten, wünschenswerte niedrige Wärmeentwicklung deutlich für den Wasserbauzement zu

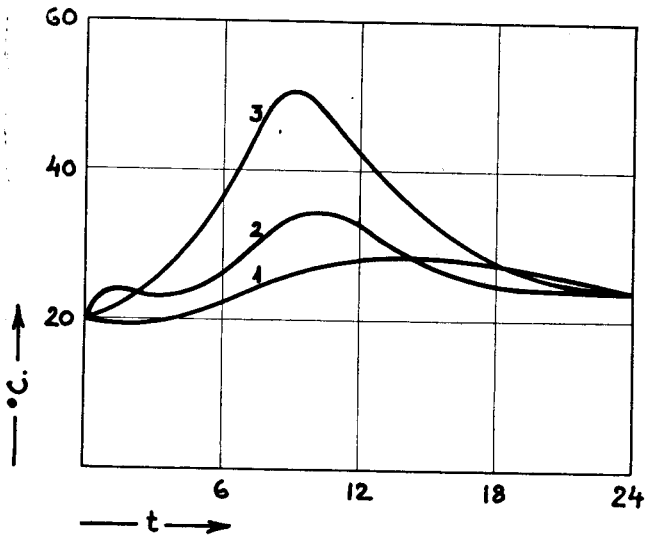


Abb. 3. Unter gleichen Bedingungen gemessene Temperaturerhöhungen (in ° C.) als Funktion der Zeit (t Stunden).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

Tage kommt. Dieses wird durch direkte Messungen bestätigt, wie es die Abb. 3 zeigt.

3. **ABBINDEZEIT.** Das Abbinden des Wasserbauzements beginnt erst nach etwa 5 Stunden und endet nach etwa 10 Stunden, eine Abbindezeit welche wegen des praktischen Arbeitsverfahrens bei grösseren Betonarbeiten erwünscht ist.

4. **FESTIGKEIT.** Die mässige Anfangsfestigkeit und das gute Nacherhärten, besonders bei Wasserlagerung, des Wasserbauzements wird in Abb. 4 veranschaulicht. Die Festigkeit ist als Biegezugfestigkeit mittels Probeprismen ermittelt. Diese Ergebnisse sind allgemein; auch ein Vergleich in Bezug auf Druck- und Zugfestigkeit zeigt dieselbe typische Reihenfolge der Zemente an.

5. **SCHWINDUNG UND RISSBILDUNG.** Die Rissbildung im Beton entsteht hauptsächlich entweder wegen der Temperaturspannungen oder wegen der Austrocknung. Der Wasserbauzement zeigt in Bezug auf Schwindung und Rissbildung bedeutende Vorteile indem die Wärmeentwicklung wie erwähnt günstig ist und die Schwindung beim Austrocknen auch kleiner ist.⁴⁾

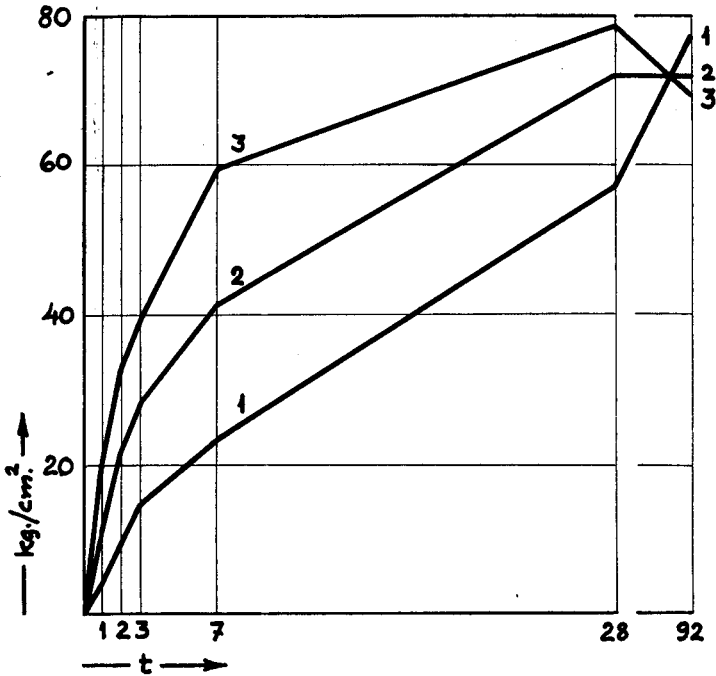


Abb. 4. Biegezugfestigkeit (in kg/cm^2) wassergelagerter Probekörper als Funktion der Zeit (t Tage).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

Vergleich mit den amerikanischen Sonder-Bestimmungen.

In Amerika hat man neulich Sonder-Bestimmungen für Zement, der zu den grossen Talsperren, Pine Canyon Dam und Hoover Dam verwendet wird, festgestellt.⁵⁾ Diese Bestimmungen, von denen ein Auszug in der Tabelle 1 zusammengestellt ist, enthalten als wichtigste Neuigkeit eine Beschränkung der Wärmeentwicklung und gestatten gleichzeitig eine weit niedrigere Festigkeit, als sonst für Zement gewöhnlich.

Ein Vergleich zwischen den Eigenschaften des schwedischen Wasserbauzements und diesen neuen amerikanischen Bestimmungen ist in der Tabelle 2 angegeben.

Es ist von Interesse zu konstatieren, wie die Bestrebungen der Beton-techniker in Schweden und in U. S. A. von einander unabhängig parallel in derselben Richtung in Bezug auf die Zementqualität für Wasserbauten gegangen sind.

Tabelle 1. Auszug aus den Bestimmungen für amerikanischen Talsperren-Zement.

	Pine Canyon Dam.	Hoover Dam.	
		“Low-heat” cement.	“Moderate-heat” cement.
Gesamt-wärmeentwicklung nach 7 Tagen . . . max.	65 Cal.	60 Cal.	70 Cal.
„ „ „ 28 „ . . . „	80 „	70 „	100 „
Druckfestigkeit nach 7 Tagen min.	56 kg/cm ²	70 kg/cm ²	140 kg/cm ²
„ „ „ 28 „ „	140 „	140 „	210 „
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen „	35 %	50 %	—
Gehalt an 3 CaO, Al ₂ O ₃ ber. nach Bogue . . . max.	6 %	5 %	8 %
„ „ 2 CaO, SiO ₂ „ „ „ „ . . . „	—	60 %	—
„ „ 3 CaO, SiO ₂ „ „ „ „ . . . „	—	—	60 %
Feinheit der Mahlung: Siebrest 4900 M/cm ² . . .	2—15 %	—	—
Spez. Oberfläche cm ² /gr . . .	—	1300—1700	1200—1600

Tabelle 2. Wärmeentwicklung und Festigkeit des schwedischen Wasserbauzements im Vergleich mit den amerikanischen Sonder-Bestimmungen.

	Amerikanische Bestimmungen.	Schwedischer Wasserbauzement
Wärmeentwicklung nach 7 Tagen	max. 60—65 Cal.	60—63 Cal.
„ „ „ 28 „	„ 70—80 „	76—77 „
Druckfestigkeit nach 7 Tagen	min. 56—70 kg/cm ²	175—200 kg/cm ²
„ „ „ 28 „	„ 140 „	350—400 „
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen	„ 35—40 %	etwa 100 %

Die genannten amerikanischen Zementbestimmungen sowie die Beschaffung eines besonderen Wasserbauzements in Schweden sind von prinzipieller Bedeutung. Es ist dadurch für ein sehr bedeutungsvolles Verwendungsgebiet erwiesen, wie es der Zementindustrie möglich gewesen ist, dem Bedürfnis der Betontechnik entgegenzukommen, wodurch man

jetzt um einen grossen Schritt dem Ziele der wünschenswerten, rationellen Differenzierung⁶⁾ der Zementherstellung und Zementverwendung näher gekommen ist.

Litteraturverzeichnis.

1) "Redogörelse för undersökningar angående orsakerna till förstörelse av betong i vattenbyggnader". Tekniska meddelanden från *Kungl. Vattenfallsstyrelsen*, ser. B, nr: 16 (1929).

2) *Woods, H., Steinour, H. and Starke, H.*: "Effect of Composition of Portland Cement on Heat Evolved during Hardening". *Ind. Eng. Chem.* 1932, 1207. "The Heat Evolved by Cement During Hardening". *Eng. News-Record* 1932, II, 404. "Effect of Cement Composition on Mortar Strength". *Eng. News-Record* 1932, II, 435. "Heat Evolved by Cement in Relation to Strength". *Eng. News-Record* 1933, I, 431. *Carlson, R. W.*: "Development of Low-Heat Cement for Mass Concrete". *Eng. News-Record* 1932, II, 461.

3) *Werner, D.*: "Om värmeutvecklingen i betong under hårdnandet". *Betong* 1933, 1. "Betong i grova konstruktioner". *Betong* 1933, 64.

4) *Werner, D.*: "Om sprickbildning i betong". *IVA* 1933, 27.

5) "Special Low-Heat Cement for Pine Canyon Dam". *Eng. News-Record* 1933, I, 410.

Savage, J.: "Hoover Dam Cement Specifications Tentatively Formulated". *Eng. News-Record* 1933, I, 558.

"Specification for Cement with Low Heat Generation During Hardening". *Cement and Cement Manufacture* 1933, 39.

6) *Giertz-Hedström, S. und Werner, D.*: "Differenzierung der Eigenschaften des Zements". *Zement* 1931, 213.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

Mitteilung zu 1 a: Altersschäden von Beton

von Dr. Ing. N. KELEN, Berlin.

Über die Beschädigungen an Gewichtsstau Mauern wird in dem soeben erschienenen Buch des Verfassers: "Gewichtsstau Mauern und massive Wehre" (Verlag Springer, 1933) eingehend berichtet. In einem 13 Seiten umfassenden Abschnitt werden die Undichtigkeiten, die Rissebildung, die Beschädigung der Aussenflächen, die Auslaugung des Betons, die Beschädigung des Untergrundes und die Ausbesserungsarbeiten nebst zahlreichen Beispielen ausführlich erörtert. Zu vermeiden sind diese Schäden durch sorgfältige Bauausführung (zweckmässiger Bauvorgang) sowie durch die Herstellung eines dichten Betons bei Betonmauern (richtige Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, plastische Konsistenz).

An dieser Stelle sei nur auf einen Punkt hingewiesen, der für die Sicherheit der Gewichtsstau Mauern von ausschlaggebender Bedeutung ist, nämlich auf die *Gleitsicherheit*. Bereits in den früheren Berichten (Tokio 1929 und Berlin 1930) wurde vom Verfasser auf diesen Punkt hingewiesen und angekündigt, dass über diese Frage von ihm Laboratoriumsuntersuchungen vorgenommen werden. Diese Untersuchungen sind in der Zwischenzeit abgeschlossen und die Veröffentlichung der Versuchsergebnisse liegt in der Broschüre: "Versuche zur Bestimmung des tangentialen Sohlenwiderstandes von Gewichtsstau Mauern" vor. Die Versuche ergaben, dass

die bisherige Berechnung, in der nur die Reibung berücksichtigt wurde, unrichtig war, da sie allein kaum ausreicht, den Gleichgewichtszustand aufrechtzuerhalten. Ausser der Reibung muss noch die Haftfestigkeit zwischen Mauerwerk und Fels in die Berechnung eingeführt werden.

Die Haftfestigkeit wurde in einem eigens für diesen Zweck konstruierten Apparat geprüft. In 12 Versuchsreihen wurden die Einflüsse der verschiedenen Faktoren auf die Haftfestigkeit untersucht. Über die Versuchsergebnisse sei auf die erwähnte Broschüre hingewiesen; hier sei nur hervorgehoben, dass die Haftfestigkeit von der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe des Betons und von seinem Wassergehalt wesentlich abhängt. Die ideale Siebkurve nebst weicher oder plastischer Konsistenz lieferte die grösste Haftfestigkeit. Sowohl bei Stampfbeton als auch bei Gussbeton war die Haftfestigkeit geringer. Der Sohlenwasserdruck, dessen Einfluss ebenfalls untersucht wurde, verringert nach den Versuchen die Haftfestigkeit nur dann, wenn eine stärkere Durchsickerung an der Mauersohle stattfindet. In diesem Falle wird allerdings der feste Zusammenhang zwischen Staumauer und Fundament gelockert und darin ist eben die wesentlichste Einsturzgefahr einer Gewichtsstaumauer zu erblicken.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

**Mitteilung zu 1 b: Temperatur- und Deformations-
messungen**

von Dr. Ing. N. KELEN, Berlin.

1. *Temperaturmessungen.* Der Zweck dieser Messungen ist, die Temperaturverteilung im Inneren der Mauer festzustellen und einen gesetzmässigen Zusammenhang zwischen dieser und der Abbindewärme, ferner der äusseren Temperaturschwankungen zu finden. Aus den Ablesungen werden die Isothermen konstruiert; die vom Verfasser vorgeschlagene Darstellung durch "Temperaturgebirge"¹ sei besonders empfohlen. Zur zuverlässigen Konstruktion der Isothermen ist die richtige Anordnung der Thermometer im Bauwerk wichtig. Diese sollen in Profilebenen eingebaut werden, sie müssen in der Nähe der Randflächen dichter angeordnet werden, da hier die Temperaturschwankungen stärker sind, d. h. die Isothermen drängen sich hier zusammen. Um den Einfluss der äusseren Temperaturschwankungen festzustellen, muss neben der Lufttemperatur die Wassertemperatur u. z. in verschiedenen Tiefen gemessen werden.

Um die Nebenspannungen, die aus der Ausstrahlung der Abbindewärme entstehen und die oft zu Rissebildung führen, zu verringern, empfiehlt es sich, den Abstand der Dehnungsfugen nicht über 10—15 m

¹ Siehe "Gewichtsstaumauern und massive Wehre", Springer Berlin 1933.

zu wählen, ferner einen jeden Mauerabschnitt (begrenzt durch zwei benachbarte Dehnungsfugen, von der Wasser- und Luftseite) nach Möglichkeit *in ununterbrochener Betonierung* hochzuführen. Dadurch vermeidet man wenigstens die innere Rissebildung, da die Ausstrahlungsfläche auf die Grenzflächen des Mauerabschnitts beschränkt wird.

2. *Deformationsmessungen.* Die Messung der Durchbiegung der Mauerkrone kann einige Anhaltspunkte über die bleibenden und elastischen Deformationen der Mauer geben. Bei bogenförmig angeordneten Stau-
mauern ist die Anordnung *eines* Messpunktes im Scheitel zweckmässiger als die zweier symmetrischer Messpunkte. Zu empfehlen ist die Anordnung einer Reihe von Messpunkten an der Luftseite und an der Krone, ferner der Einbau von Spannungsmessern, wenn auch bezüglich der Zuverlässigkeit dieser Apparate noch manche Bedenken bestehen. Für zukünftige Messungen sei empfohlen, die *Dehnungsfugenweite* zu messen u. z. nicht nur an den Randflächen sondern auch im Inneren der Fuge, um festzustellen, ob und in welcher Art Kräfte in der Richtung der Mauerachse (Gewölbewirkung) übertragen werden. Es wird ferner empfohlen, die Beobachtungen auch auf den Gründungsfels zu erstrecken und nachzuprüfen, ob der Fels nicht Risse aufweist, da man vermuten kann, dass die Dehnungsfugen sich bis in das Fundament hinein verlängern.

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

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

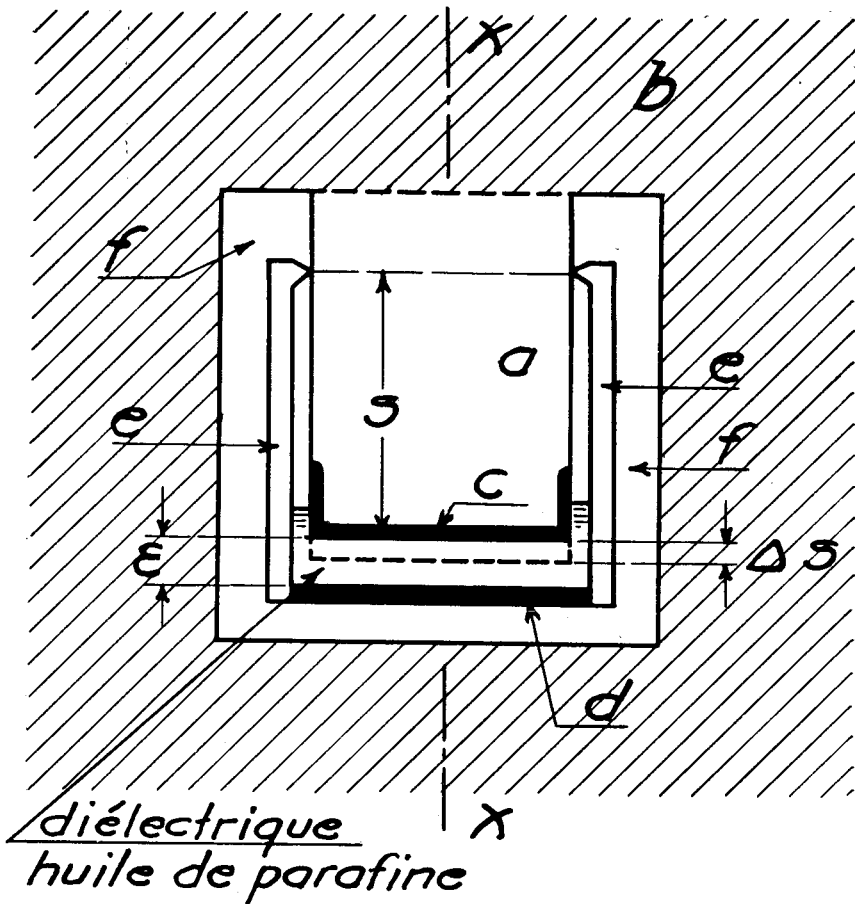
COMMUNICATION

**Sur la Mesure des tensions absolues dans le corps
d'un ouvrage en béton, en particulier d'un grand
barrage**

Par M. PAUL SANTO RINI,
Directeur Ministériel, Athènes.

Les quelques procédés connus pour la mesure des tensions dans l'intérieur d'une masse en béton¹ n'ont, jusqu'ici, servi que pour la mesure des *différences de tensions* intérieures à la suite de variations de la surcharge extérieure à laquelle l'ouvrage était soumis. Or, dans le cas d'un barrage de grande hauteur, les différences de la principale surcharge extérieure — qui sont dues aux variations du niveau de retenue des eaux du lac artificiel — ne constituent qu'une faible fraction de la surcharge maximum et ne sauraient donc, il s'en faut, intéresser les constructeurs au même titre que les valeurs absolues des tensions extrêmes. Dans cette Communication, l'auteur se propose donc d'exposer le procédé qu'il suit pour la mesure des *tensions absolues* se développant dans la masse de l'ouvrage.

¹ On connaît en ce moment, par ordre chronologique, des procédés basés sur la variation de la *capacité électrique* d'un condensateur constitué par deux lames métalliques disposées parallèlement et à très faible distance l'une de l'autre, sur la variation de la *résistance électrique* d'un contact imparfait établi p. ex. entre deux électrodes de charbon, de celle d'une corde métallique tendue et, enfin, sur les variations du *son* que peut émettre une pareille corde excitée électromagnétiquement.



Lors du 1^{er} Congrès International pour l'Essai des Matériaux, tenu à Zurich en Septembre 1931, l'auteur a eu l'occasion de parler longuement du procédé de mesures dit *absorbomicrométrie* et du principe de la *cartouche exploratrice des tensions*.¹

Une pareille cartouche peut être utilisée pour la mesure des déformations intérieures de la masse du béton p. ex. à la suite de la *poussée horizontale des eaux* sur le parement amont et de la *pesanteur* de l'ouvrage. D'autre part, une cartouche exploratrice spéciale pour l'étude du *retrait du ciment* a été mise au point depuis quelque temps, ce phénomène étant la cause encore peu connue de notables tensions provoquant souvent la fissuration de l'ouvrage.

¹ "Livre du Congrès de Zurich", t. I, p. 1210; t. II, p. 516—525 et 577.

Une pareille cartouche est construite de façon qu'un petit cylindre a en béton, faisant, par l'une de ses bases seulement, corps avec la masse b du béton environnant, se trouve, dans la direction $X-X$ de son axe et sur une longueur s , entièrement soustrait aux déformations du béton b , ne subissant par conséquent que les effets cumulés Δs de la variation, de la température et du retrait du ciment sur la longueur de mesure s . Or, la part de l'élongation de s due à l'effet de la variation de la température pouvant être déterminée et retranchée par l'utilisation d'une *cartouche exploratrice des températures* déjà étudiée,¹ les variations ainsi corrigées de la capacité de la nouvelle cartouche, contenant un condensateur dont les deux armatures métalliques c et d espacées de ϵ sont respectivement fixées sur la base libre du cylindre a et sur un support e en connexion rigide avec l'autre base de ce même cylindre, ne correspondront plus qu'aux déformations longitudinales de celui-ci à la suite de l'effet du retrait du ciment seulement.²

On sait, qu'aussitôt après le gâchage et son introduction dans les coffrages, le béton commence à subir l'effet du retrait. Jusqu'au moment de la prise du ciment, un pareil béton frais possède une résistance propre tout-à-fait insignifiante et les tensions intérieures qui se développent lors de la prise du ciment doivent être nécessairement inférieures à cette faible résistance propre du béton. On peut donc admettre avec une bonne approximation que tout béton venant de faire sa prise se trouverait encore dépourvu d'appréciables tensions intérieures. Il s'ensuit que la première mesure de la capacité de chacun des différents types de cartouches exploratrices posées dans le béton lors de son introduction dans les coffrages, peut être faite immédiatement après la prise de ciment, c'est-à-dire à un moment où les deux bases de la cartouche exploratrice ne subissent encore aucune pression extérieure appréciable. Si donc, à n'importe quel moment ultérieur on procède à une nouvelle mesure de la capacité d'une cartouche exploratrice, il appert que les résultats obtenus ne correspon-

¹ SANTO RINI: "La mesure des tensions et des températures dans un barrage en béton" ("Génie Civil", 28 mai 1932).

² On pourrait, à la rigueur, envisager aussi l'effet dû à l'*imbibition* du béton par les eaux d'infiltration. Dans ce cas, la déformation dont il vient d'être question correspondrait à l'effet cumulé du retrait et de l'imbibition. Pour déterminer la juste proportion de la déformation axiale due à chacune de ces deux causes, on peut utiliser un petit hygromètre introduit p. ex. dans la même cavité f de béton que le cylindre-éprouvette a . Un pareil hygromètre peut être constitué p. ex. par un petit cylindre en matière possédant un coefficient de gonflement connu, mais n'étant, elle, aucunement sujette au phénomène du retrait (p. ex. pierre poreuse ou même béton très ancien). Un condensateur dont l'une des armatures serait solidaire d'un pareil cylindre traduirait l'effet cumulé de la température (facilement éliminable) et de l'imbibition.

dent plus, comme jadis,¹ à une variation par rapport à un état initial de tensions inconnues, mais bien à un état initial pratiquement dépourvu de tensions, ce qui signifie que les valeurs des tensions mesurées correspondront sensiblement aux *tensions absolues* dans la masse du béton.

¹ "Livres du Congrès de Zurich", t. II, p. 517, col. gauche.

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

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

COMMUNICATION

**Der Nachweis des Strebenwiderstandes
für Staumauern**

von P. ZIEGLER, Regierungs- und Baurat a. D. Clausthal/Harz.

Noch auf dem V. Internationalen Binnen-Schiffahrtskongress, Paris 1892, wurde das Trapezgesetz (Méry/Bélangier a. d. p. e. ch. 1840, M. de Sazilly 1853) von Pelletreau als das bezeichnet, was es ist, ein Versuch, den erfahrungsgemässen Stützmauerquerschnitt rechnerisch zu rechtfertigen. Seitdem ist es unbesehen in der ganzen Welt als Grundlage der Sperrmauerberechnungen benutzt worden. Trotzdem ist es irreführend. Das Trapezgesetz nimmt an, dass in Bezug auf die Mitte jeder wagerechten Querschnittsfuge sich ein Wasserdruckmoment, vermindert um ein Gewichtsmoment, bildet, welches durch Biegungsspannungen in der Navier'schen geradlinigen Verteilung in Gleichgewicht gehalten wird. Die senkrechten Lasten sollen angeblich gleichmässig auf die Fuge verteilte Druckwiderstände erzeugen, welche sich mit den Biegungsspannungen zu einer trapezförmigen Spannungsfigur zusammen setzen.

Einen Baustoff, der gleichzeitig starre Druckwiderstände und elastische Biegungswiderstände leistet, wie es das Trapezgesetz will, gibt es nicht! —

Da die oberhalb jeder Fuge angreifende Wasserlast unterhalb ausfächert, so würde dieser Teil des Wasserdrucks nicht nur von

dem Moment desselben in Bezug auf Fugenmitte abgehen, sondern auch ein Gegenmoment bilden. Die Ermittlung der Schlusskraft, aus Wasserdruck und Mauergewicht würde also höchstens als Grenzlage für einen vollständig aus dem Mauerwerksverbande, auch in der wagerechten Fuge, herausgelösten Querschnitt von der Tiefe 1 gelten. Da diese «Schlusskraft» in den üblichen Querschnitten stets im mittleren Drittel der wagerechten Fuge bleibt, so wird sie ohne jede Biegungswirkung unmittelbar von der Auflagerfläche aufgenommen. Eine Biegung des Querschnitts könnte nur entstehen, wenn die Gesamtschlusskraft oberhalb des luftseitigen Fugenendes aus dem Querschnitt trete!

Der Engländer Ryves hat den Vorschlag eines Mauerquerschnitts mit rechteckiger Spitze gemacht. Er scheint angenommen zu haben, dass sich dann die angreifenden Wasserdrücke gleichlaufend der Luftseite und gedachter Strebenfugen unmittelbar auf den Baugrund übertragen würden. Unbeschadet der Unmittelbarkeit, wird die Uebertragung aber, infolge des Eigengewichtes und des Zusammenhanges der Streben nicht geradlinig, sondern stützbogenartig erfolgen.

Ich habe bereits in der Zeitschrift für Bauwesen 1917, Seite 690 Abb. 24, darauf hingewiesen, dass man einen Dreiecksquerschnitt als einhüftigen Bogen, unter dem Stirndruck des Staues, auf seinem Lehrgerüst ruhend, auffassen kann.

Rechnerisch habe ich einen Gleichgewichtszustand zwischen Stirnwasserdruck, einer Anzahl Stützbögen gleicher Bausteine und den unmittelbaren Widerstand des Felsuntergrundes in der Schweizerischen Bauzeitung 1929, Nr. 26, nachgewiesen.

In ähnlicher Weise hat der amerikanische Ingenieur Schorer und gleichzeitig der Norweger Voigt die unmittelbare Uebertragung des Stirnwasserdrucks eine Pfeilerfeldes durch die gleichmässig beanspruchten Stützbogenelemente eines Pfeilers gleichen Widerstandes rechnerisch in Proceedings, Nov. 1930, ermittelt.

Eine grosse Anzahl namhafter amerikanischer Ingenieure hat in den darauf folgenden Heften Proceedings 1931 dazu Stellung genommen, ohne die unmittelbare Stützbogenübertragung der Wasserlasten im geringsten zu bezweifeln.

Ich habe die sehr umständliche Schorer/Voigt'sche Berechnung durch ein einfaches zeichnerisches Ueberschlagsverfahren, Beton und Eisen 1932, Heft 12, Abb. 4, ersetzt.

Ein Beweis für die Strebenwirkung ist die Bildung der luftseitig

abfallenden Bruchfugen an solchen zerstörten Sperrmauern deren Zusammenhang durch irgend eine einleitende Ursache gelockert wurde. Die Bruchfuge bildet sich von der Stelle ab, wo die unmittelbare Uebertragung der Wasserlast durch Druck und Strebenwirkung auf den Baugrund aufhört, ungefähr gleichlaufend dieser Strebenrichtung. (Vergl. meinen Aufsatz Bauingenieur 1931, Heft 11, Seite 193, Cleno, Lake Hodges, Habra, Bouzey.)

Strebenbögen bilden auch die wagerechten Ringe, der im Grundriss gewölbten Sperren. Doch wird deren Wirksamkeit infolge der luftseitigen Ausladung durch die senkrechten Stützbögen mehr oder weniger, ja bis auf Null abgeschwächt.

Nach allem Vorstehenden scheint es mir unzweifelhaft, dass sich in den üblichen Voll- und -Pfeilermauerquerschnitten stützbogenartige Spannungsgebilde einstellen, welche den Mauerquerschnitt und die Gründungsfuge, soweit es der Staudruck erfordert, von der Wasserseite nach der Luftseite abnehmend, beanspruchen.

Diese Erkenntnis ist nicht nur wissenschaftlich für Berechnung, Versuche und unmittelbare Messungen, sondern auch für die Ausbildung der Gründungsfläche als Kämpferauflager und für die Gestaltung der Pfeilersperren — den Wasserdruck entgegengerichtet — u. a. wertvoll.

ZUSAMMENFASSUNG

Jeder Wasserdruck auf eine Stauwand kann durch dagegen gestemmte Stützlinien-Gewölbe restlos aufgenommen werden. Der geringen zentrischen Zusammendrückung der Stützbögen entspricht ein Minimum an Formänderungsarbeit und eine Verhütung der Biegung im Sinne des Trapezgesetzes. Ebenso entstehen im Inneren von Voll-und-Pfeilermauern nach Massgabe der jeweiligen Wasserdrückhöhe selbsttätig stützbogenähnliche Spannungsgebilde, welche den Druck auf die unverschieblichen Felswiderlager, luftseitig abnehmend übertragen.

RESUME

Pour si grande que soit la hauteur du niveau d'eau, celle-ci ne produit pas sur la section d'un grand barrage d'effets de flexion, d'après la loi de Navier (loi du trapèze) : par contre, la pression de l'eau se transmet directement à travers le mur par des efforts suivant des arcs de voûte.

SUMMARY

Even the highest standard of water does *not* produce bending actions in a dam of usual sections (no consol effect trapezoidal) Water-pressure is on the contrary carried immediatly to bedrock by tensions in form of arched columns.

SOMMARIO

L'altezza la più grande dell'acqua *non* può produrre dei flessioni nella usata sectione d'uno muro di sostegno (effecto d'una console, legge di trapezio) La pressione de l'acqua e piuttosto immediatamente trasmesso per tensioni in forma di archi di sostegno sulla rocca.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages
Le premier Congrès des Grands Barrages	1
<i>Communications</i> (Communications, Mitteilungen) :	
MM. K. TERZAGHI (Autriche). Auftrieb und Kapillardruck an betonierten Talsperren	5
Poussées et pressions capillaires dans les barrages en béton.	
Stresses and capillary pressures on the concrete dams.	
R. BOURGEAT (France). Essais sur modèles réduits des conditions d'établissement des Grands Ouvrages Hydrauliques ..	17
Tests on reduced models for the designs of large hydraulic works.	
Modellversuche betreffend die Baubedingungen der grossen hydraulischen Werke.	
Th. REHBOCK (Allemagne). Die Ausbildung der Sturzbetten bei Ueberfallwehren und Talsperren	47
La construction des radiers dans les barrages-déversoirs.	
The design of the waterfall's soles in dams with spillway.	
Th. REHBOCK (Allemagne). Sickerwasserbewegung im Erdreich	53
Les mouvements de l'eau d'infiltration dans les terres.	
The stream lines of infiltration in the soils.	
R. SANDRI (Autriche). Ergänzung zu dem Bericht von E. Abel, P. Fillunger, O. Redlich und R. Sandri « Zur Frage der Temperaturerhöhung in Talsperren. Thermische Daueruntersuchungen an abgebundenem Zement »	57
Complément au rapport de MM. E. Abel, P. Fillunger, O. Redlich et R. Sandri « sur la question de l'élévation de température dans les barrages : recherches thermiques de longue durée sur le ciment ayant fait prise ».	
Addition to the report of MM. E. Abel, P. Fillunger, O. Redlich and R. Sandri on « the question of the rise of temperature in the dams : thermic researches on cement after setting ».	

G. BERG & P.-W. WERNER (Suède). Krängede Dam	61
Barrage de Krängede.	
Krängede Damm.	
F. JONSON (Suède). Stresses in Triangular Dams	65
Contraintes dans les barrages triangulaires.	
Spannungskräfte in den dreieckigen Dämmen.	
E. LINDQUIST (Suède). On the flow of water through porous soil	81
Au sujet de l'écoulement de l'eau à travers les terres poreuses.	
Ueber die Durchsickerung des Wassers durch die porösen Erde.	
E. LINDQUIST (Suède). Die Energieumwandlung an Wehren	103
La transformation de l'énergie au pied des barrages.	
The transformation of the energy at the toe of the dams.	
D. WERNER (Suède). Schwedischer Wasserbauzement im Vergleich zu den amerikanischen Sonder-Bestimmungen für Talsperren-Zement	115
Un ciment hydraulique suédois comparé aux spécifications américaines pour les ciments destinés aux barrages.	
A swedish hydraulic cement in comparison with the american specifications for the cements intended for the construction of dams.	
N. KELEN (Allemagne). Mitteilung zu 1 a) : Altersschäden von Beton ..	123
Communication concernant la question 1 a) : vieillissement du béton.	
Communication on question 1 a) : ageing of the concrete.	
N. KELEN (Allemagne). Mitteilung zu 1 b) : Temperatur- und Deformationsmessungen	125
Communication concernant la question 1 b) : mesures des températures et des déformations.	
Communication on question 1 b) : measurements of temperatures and distortions.	
P. SANTO RINI (Grèce). Sur la mesure des tensions absolues dans le corps d'un ouvrage en béton, en particulier d'un grand barrage	127
On the measurement of absolute stresses in the body of a concrete work particularly of a large dam.	

Ueber die Messung der Spannungen im Körper eines
Talsperres.

- P. ZIEGLER (Allemagne). Der Nachweis des Strebenwiderstandes für Stau-
mauern 131
- La démonstration du mode de résistance aux efforts, dans
les barrages.
- Demonstrating the art against resistance to tensions in
the dams.

PITHIVIERS. — IMPRIMERIE DES CAISSES D'ÉPARGNE

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**