

INTERNATIONAL COMMISSION  
ON LARGE DAMS  
OF THE  
WORLD POWER CONFERENCE

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

**THIRD CONGRESS ON LARGE DAMS**  
**TROISIÈME CONGRÈS DES GRANDS**  
**BARRAGES**

STOCKHOLM, JUIN 1948

TRANSACTIONS  
COMPTE RENDU

VOLUME II

ADDRESSES & COMMUNICATIONS  
QUESTION Nos. 10 & 11



## GENERAL INDEX

## TABLE GÉNÉRALE

### VOLUME I

	PAGES
Introduction ... ..	5
Opening Meeting ... ..	7
Closing Meeting ... ..	15
Communications ... ..	37

	PAGES
Introduction ... ..	21
Séance d'Ouverture ... ..	23
Séance de Clôture ... ..	31
Communications ... ..	37

#### QUESTION No. 8

Uplift and the resulting stresses in  
dams  
Discussion  
General Report  
Individual Reports

#### QUESTION N° 8

Exposé critique des mesures des sous-  
pressions et des contraintes en  
résultant dans un barrage  
Discussion  
Rapport Général  
Rapports Individuels

#### QUESTION No. 9

Methods and Instruments for mea-  
suring stresses and strains in earth  
and concrete dams  
Discussion  
General Report  
Individual Reports

#### QUESTION N° 9

Méthodes de recherches et instru-  
ments pour mesurer les efforts et les  
déformations dans les barrages en  
terre et en béton  
Discussion  
Rapport Général  
Rapports Individuels

### VOLUME II

#### QUESTION No. 10

Most recent dispositions to avoid  
piping  
Discussion  
General Report  
Individual Reports

#### QUESTION N° 10

Les dispositions les plus récentes  
pour éviter la formation des renards  
Discussion  
Rapport Général  
Rapports Individuels

#### QUESTION No. 11

Information obtained from the use of  
testing methods and of special  
cements in large dams  
Discussion  
General Report  
Individual Reports

#### QUESTION N° 11

Enseignements résultant de l'utilisa-  
tion des méthodes d'essai et de  
l'emploi des ciments spéciaux pour  
grands barrages  
Discussion  
Rapport Général  
Rapports Individuels





## FIRST SESSION ON SATURDAY, 12th JUNE 1948

PRESIDENT: MR. KHOSLA

GENERAL REPORTER: PROF. TERZAGHI

SECRETARY: MR. BERG

### QUESTION No. 10

#### THE MOST RECENT PRECAUTIONS TO AVOID THE FORMATION OF PIPINGS

The General Reporter, Mr. Terzaghi, introduces his report with an account of experience he had as a young engineer.

The firm to which he was then attached was building a small concrete dam on a gravel foundation across a torrential stream. The design included two rows of sheet piling at the upstream and downstream faces of the dam. The piles were driven as deep as they would go and everybody was satisfied. Yet when the reservoir was filled for the first time, piping occurred underneath the middle portion of the dam and the dam failed.

Ever since this early lesson, piping has remained his favourite subject of study.

The first step towards eliminating the danger of piping was made some forty years ago by Bligh. It was followed by extensive investigations of the phenomenon of piping along very different lines ranging between purely theoretical studies and systematic digests of failure records.

The General Reporter then gave a summary of his report, drawing special attention to the fact that piping might result from two radically different causes, seepage pressure or sub-surface erosion, requiring different means for protection. (*See general report after discussion.*)

### DISCUSSION

MR. HARZA (*United States*) said there were three subjects on which he had wished to speak but as time was limited he would confine his remarks to the most important.

This related to clay grouting which had been applied to an earth dyke 5 miles long, founded on a limestone formation which was badly intersected with solution channels. Some 23,000 cu. yd. had been injected, at first using pure clay, but pressure proved unsuccessful because the solution channels were so close to the surface of the limestone that the clay leaked out through them. An addition of 8-10 per cent of cement had then been

made which stiffened the clay with very satisfactory results, and there had been no trouble during the six years since the work was completed.

Again, in Nebraska, an emulsion of bentonite in the water had been used with success for stopping leaks in some 30 miles of canal banks. Four carloads had proved sufficient to render watertight a very leaky section 1¼-mile long.

MR. AUBERT (*France*) observed that in distinguishing between different kinds of piping, the General Reporter had specially recognized that type which consisted of a continuous tunnel-like passage. It was regarding this type that he wished to speak.

He agreed with Prof. Terzaghi that it was not safe to rely upon an application of Bligh's and Lane's rules even at considerable cost. He would refer to the very simple case which had been studied by Mr. Leliavsky Bey on a low structure surmounted by an opening. Of the three types of protection that were possible—cut off walls, filter layers and filter wells—as distinguished by the General Reporter, the cut off wall was evidently the one that should be adopted. In effect Mr. Leliavsky Bey's conception consisted of two rows of sheet piles between which a slab of concrete had been formed. He mentioned a case where a structure of this type had stood up for many years until suddenly one day it was destroyed by a piping, and his opinion was that when accidents of this kind occurred in long standing works they were due to erosion on the downstream side.

Mr. Aubert agreed that erosion might be a contributory cause of such an accident, for its result was precisely that of shortening the seepage path in one of its most effective portions, namely its final rise.

The speaker considered that where it was a question of building a structure similar to that envisaged by Mr. Leliavsky Bey on ground that was permeable to an indefinite extent, it was better to give up completely the traditional shapes or apron in favour of what he called a mushroom apron shaped like a letter T. In such an apron the stalk of the mushroom might, for instance, be sunk by compressed air after which the upper portion could be formed very economically without an excavation for it having to be made dry, using simple methods which it would take too long to describe.

Such an apron was less costly and more resistant than the accepted types to uplift pressures, downstream erosion, piping and sliding. No doubt it would take some time to rid oneself of old habits but he thought that this type of apron would claim its place in the future.

The question of avoiding erosion on the downstream side nevertheless remained an important one by reason of the reduction in the length of passage which it caused. The best way of preventing such erosion was to dissipate the momentum of the water on its passage through the opening. This was done on structures built on the Seine (notably at the "Vives Eaux" dam) by causing the formation of an emulsion of air and water. The same type had been used for the large dam containing fourteen bays of 55 m. built at Sansanding on the Niger in the French Soudan, where, despite a sand foundation, no erosion had taken place downstream.

M. BAZANT (*Czechoslovakia*) said that as regards the equilibrium of soils exposed to seepage pressure, there were two different cases to be considered, namely: vertical and horizontal flow.

For vertical flow, a mathematical solution gave the equation:

$$D = \frac{2\gamma}{h}$$

h being the critical head of water, D the depth of an impermeable diaphragm and  $\gamma$  the density of the immersed soil.

For horizontal flow he suggested that in the case of a plane foundation bearing upon the surface of the ground the condition might be expressed mathematically on the assumption that the shear stress was resisted along a gradient corresponding to that of the bed. On integrating for this condition one obtained:

$$P = \frac{2Bg}{\frac{1}{\tan \varphi} + B}$$

B being the half width, g the average vertical pressure and  $\varphi$  the angle of friction between the base and the sand.

MR. MAYER (*France*) said he wished to reply to Prof. Terzaghi's question regarding grouting with clay.

As to the quality of the clay, it was clearly necessary that the clay should not filter through the earth into which it was injected; in other words, the two must be sufficiently different in grain size distribution. If the particles were less than 0.2 mm. in size, the grouting, as he had already pointed out in his report, could not successfully be done. Using injections of chemical liquids the grain size must not be smaller than 0.1 mm. for successful grouting.

Prof. Terzaghi has asked why bentonite had not been used: the reason was that in France and Europe it was too expensive. In any case, had it been used, they would certainly have mixed with it a chemical preparation to obviate its reversibility.

In using clays, the question arose whether to do so in the condition found on site or to prefer clay which had been dried and ground. Experience had shown that even on a large job like that at Géniissiat, there had never been occasion to inject more than a few hundred tons of clay, and this made it more economical to purchase the clay in sacks ready prepared and ground, than to erect a plant for grinding it. All that was necessary was to place this clay in suspension in a mixture of silicate of soda with the reagent, of which Prof. Terzaghi had spoken, in order to obtain a stable suspension and then to inject the mixture by the usual methods.

The speaker said he would be pleased to give Prof. Terzaghi any further information required.

MR. LOWE-BROWN (*Great Britain*) thought that some points of discussion which had been raised in reference to small dams did not properly fall within the scope of the present Congress which related only to large dams.

The British view of piping was given in his own contribution to the present Congress, Communication C. 2, entitled "British Practice in Dam Foundations", which might perhaps have been more appropriately treated with Question No. 10.

All British designs for both masonry and earth dams are based upon the idea that a positive cut-off must be provided. In the case of earth dams where the rock is frequently at a considerable depth below the base of the



dam, the cut-off wall is made either of very high quality clay puddle or of rich mass concrete, according to circumstances, and is carried down to rock level below the dam itself and extended sufficiently beyond the ends of the dam to make the length of the line of creep sufficient to reduce any leakage to insignificant proportions.

The depth to which such cut-off walls are carried is sometimes very considerable and in several instances they go to a depth of 180 ft.

In cases of limestone rock the wall is sometimes carried even deeper by means of a grouted cut-off.

In a general way there are three points which receive special consideration when building dams: the most important is the foundation, then the supervision of the construction work, which is also very important, whilst third, and last in importance, comes the design.

He supposed that every engineer connected with the design of dams was acquainted with the historical research by Mr. Khosla and others, published by the *Central Board of Irrigation of India* as Publication No. 12, entitled *Design of Weirs on Permeable Foundations*.

Unfortunately the experiments had to be made on models in two dimensions and these results had to be considerably modified when dealing with the actual design of work which, of necessity, is in three dimensions. These experiments were a complete vindication of the mathematical analysis which had been made, but the results must be used with discrimination guided by experience.

The speaker believed he was not exceptional in that he continued to use Bligh's method.

MR. GULHATI (*India*) remarked that it was perhaps surprising to find no mention in the general report of the important work on this subject which had been carried out in India, but the Indian National Committee had decided not to make a contribution on this to the present Congress as it had already published, in 1946, a very complete account of the matter under the title *Design of Weirs on Permeable Foundation*, by A. N. Khosla, Publication No. 12 of the *Indian Central Board of Irrigation*. This would now appear to have been an unfortunate omission, but the Indian National Committee had not imagined that the learned General Reporter would be unaware of this well-known work and of the results obtained through it, which had in fact been in use for the last ten years or more. In view of this, it appeared desirable to describe here very briefly the main features of the work which had been carried out in India.

The first series of experiments on the subject in that country were carried out at the *Thomson Civil Engineering College*, from 1895 to 1897. Except for very high heads, the results obtained were in keeping with Darcy's equation. The experiments and comments on the results so obtained were published by the Government of India early in the present century, as their Technical Publication No. 97. These had led to the development of the hydraulic gradient theory, and in the 1910 edition of his book, Bligh had discarded his earlier theories in favour of this new theory.

The hydraulic gradient theory and Bligh's methods were in vogue when, in 1926, cracks were noticed in the floors of some canal syphons in the Punjab. Fortunately, Mr. Khosla, who was the chairman at the present meeting, was the engineer in charge. A detailed study of the design of these syphons and of other works which was then made showed that Bligh's theory and methods were not correct.

Extensive investigations had then been initiated which led, by 1935, to the development of Khosla's theories, and so far as India was concerned, Bligh's work was now only a matter of history.

The first stage of these investigations had comprised mathematical studies and laboratory experiments both on geometrical models and on those with electric analogy. These different methods of approach had given good agreement but this was not considered enough, for the stake was large: the welfare of millions of people being dependent on the safety and continuity of irrigation systems which included hundreds of works built on permeable foundations.

The Panjnad weir containing 47 bays of 60 ft. each was then under construction and advantage was taken of this opportunity to install a large number of pressure observation pipes. Filter points were placed at critical points under the floor of the barrage, and pipes were led from these to the tops of piers. As soon as the barrage started to function, observations were made of the pressures obtaining at different points under the floor and these were continued for several years. The results obtained fully proved the theories which had earlier been evolved by experimental methods. Since then a very large number of works, both old and new, had been equipped with such pressure observation pipes and the results obtained had completely upheld the methods and theories evolved by Mr. Khosla.

It was not possible in the time available to explain the methods that had become more or less standardized in India for the design of works on permeable foundations, and Mr. Gulhati would, therefore, suggest that those interested in the subject should make a study of his Government's Publication No. 12, wherein the methods developed and the investigations made were fully described. Here, among other things, "the most recent precautions to avoid the formation of pipings", the subject now under discussion, was fully dealt with. The book in question had been published many years ago but there were a few copies still available and the speaker hoped that in the course of a year or two, it might be possible to bring out a revised edition.

Before concluding he would like to show a sketch of the type section of weir that had now been standardized in India for use on sandy beds of both artificial and natural watercourses. This consisted of an impervious floor which carried the gates and which was protected at each end by a line of sheet piles. At the downstream end were placed blocks of stone to absorb the energy of the wave of overflowing water and a loose stone apron. It was possible to decide upon the exact dimensions of the sill and of the sheet piling by following the method described in Publication No. 12 of the *Central Board of Irrigation*, and the best position for the friction blocks was determined by experiments on models.

MR. LEWIN (*United States*) thought that Prof. Terzaghi had been a little too optimistic regarding the properties of silicate.

PROF. TERZAGHI (*United States*) explained that he had been referring to only one type of silicate and that there were others which covered a whole range of different properties.

MR. J. D. LEWIN (*United States*) said that one quality of silicate had given very bad results. They were trying to grout holes in a rock tunnel and the silicate which at first stopped the inflow, later gave way, and the rock leaked badly. The silicate seemed to be very unstable and for this

reason portland cement had been preferred for grouting, which was a costly process but had given excellent results.

He wished to observe that it was very important to determine the permeability of the stratum in two directions, vertical and horizontal, for good results might be obtained along one direction and bad results along the other.

In eastern United States they, made much use of concrete cut-off walls, which were considered to be the only positive and permanent ways to prevent piping. In this way they had successfully built two dams on alluvial foundations with rock 180 ft. below.

The cost of these cut-offs, which consisted of a series of caissons, amounted to only 5-7 per cent of the cost of the dam.

MR. MIDDLEBROOKS (*United States*) wished to say in reply to Mr. Gulhati that the reason he had not mentioned the works in India in his report was that, being himself very familiar with them, he thought they were so important that everyone knew about them.

Referring again to Prof. Terzaghi's report, he considered that seepage under a dam could be prevented with the same degree of certainty that obtained in the design of the dam itself. As several speakers had said, the accepted treatment against piping was a cut-off wall. This was to be preferred as long as its cost was not prohibitive or completely out of line with the cost of drainage. Sheet piling had been used in the United States as in India, but experience had shown that it was not watertight and, as in India, they were using it only to prevent piping directly underneath the concrete structure.

He was strongly opposed to the provision of a concrete cut-off or wall within the body of a dam. No doubt this could be so designed as to resist the pressure imposed on it at least at the start, but an earth dam was a permanent work and he did not think the same could be said of a thin concrete slab.

Finally, as regards drainage by trenching or relief wells, he thought that in dams not complicated by the presence of concentrated salts leaching from rocks or disintegrating concrete, such a system could be so designed as to function as well as any other engineering structure. He did not think it was possible to rely with certainty on Bligh's rules for determining the length of the seepage path. Prof. Terzaghi had quoted an example where a hydraulic gradient of 6 per cent had caused trouble and he himself knew of a case where this was so with a gradient of 1 per cent.

In his opinion the use of drainage to prevent piping was one of the most important features in the design of earth dams, enabling the greatest risk to the life of such a dam to be overcome, great savings to be made in its construction. A cut-off 180 ft. deep, such as had just been mentioned, represented an enormous charge to place against a dam unless it could be justified by the saving in water.

MR. LELIAVSKY BEY (*Egypt*) followed the example given by Prof. Terzaghi, and related an instructive field experience from the time of his young engineering years. This was in 1915, when Prof. Terzaghi and himself were fighting on opposite sides of the southern front. He had the problem of building an earth dam to flood the Austrian trenches. This was done and the Russian army was thereby enabled to advance; but piping occurred and hence springs on the downstream side. Fortunately there were sacks of sand available nearby and he had a company of infantry men under his

orders. Rows of sacks were immediately placed over the outlets of the springs, closing them, but some time later they reappeared further away. They were stopped again, in the same way, and yet again, until after two days work the sacks formed a whole new apron of a certain width. Thereafter there were no more springs. The speaker believed that this was unique instance in which the critical length of creep was obtained in the field, and not by theory or in the laboratory.

He ventured to propose a reservation in dividing the cases of piping into two rigid groups: those due to mechanical causes and those consequent on underground erosion. It would be remembered that the second group was compared by Prof. Terzaghi to the failure of a timber bridge due to termite action.

Such action was, however, entirely unpredictable (in so far as dimensioning of the bridge was concerned) whereas experience showed that there existed a definite limit beyond which piping under soundly built barrages was altogether impossible, due to whatever cause.

In referring to various types of cut-offs, Mr. Leliavsky Bey described the Egyptian type, consisting of two lines of sheet piling driven about 1-1.5 meter apart, with concrete filling in between them, carried out under water.

MR. VAN MASSENHOVE (*Algeria*) referred to the dam at Béni-Bahdel in Algeria, 60 m. high, and composed of multiple arches of 20 m. span, which had been very satisfactorily made watertight by grouting. A drainage scheme had also been carried out in accordance with Prof. Terzaghi's principles.

Underneath the flood spillway, an ancillary work 10 m. high, serious underground currents were found to be occurring when the dam was first placed under water, and it was feared the leakage might be made worse by erosion cutting back through the cracks.

After a suitable economic material of ternary origin had been perfected for the purpose, grouting was done with a mixture of cement, clay and sand using high pressure piston pumps. The result, eight years later, has continued to be entirely satisfying.

It is now possible to obtain, cheaply, large quantities of waterproof material by injecting "colgrout" or colloidal mortar. This is as easy to pump as cement and does not cause segregation of the sand from the latter.

MR. FELLENIUS (*Sweden*) mentioned that at a conference of the International Association of Investigations for Hydraulic Construction, which has just been held in Stockholm, the question of piping had been dealt with in ten reports. These would be published by that body and he would be pleased to have them sent to anyone at the present Congress who so desired.

MR. ZAKI BEY (*Egypt*) referred to another side of the problem, namely that of preventing scour on the downstream side of the apron, which was closely connected with the formation of piping. He described an arrangement intended to dissipate the energy causing erosion; it consisted of two small weirs deflecting the stream of the water, one being placed at the end of the pier and the other at a point to be determined by experiment.

MR. KHOSLA, President, said there appeared to be a general misconception about the fundamentals of piping. Piping originated in the gradual undermining of the structure starting at the downstream end and progress-

ing upstream, as a result, either of scour at that end due to surface flow whereby the foundation soil under the structure moved into the scour hole from simple earth pressure, or of seepage flow under the structure emerging at the downstream end with an exit gradient ( or pressure ) in excess of the counterweight of the superposed soil at that end and thus causing disruption of the foundation soil at that end and progressive denudation. But whether it was from surface flow or seepage water, the mechanics of progressive denudation of foundation soil, starting from the downstream end and progressing upstream, would be the same and result in the progressive undermining of the structure and ultimate failure.

In providing against piping, it was no longer necessary to depend on the rule of thumb methods. The various forces leading to piping could be worked out with mathematical accuracy and definitely safe and foolproof designs prepared. This subject was exhaustively dealt with in the *Central Board of Irrigation (India) Publication No. 12, the Design of Weirs on Permeable Foundations.*

Several large structures founded on sands and soils of considerable depth had been designed on this basis and recently constructed, with uniformly satisfactory results. The uplift pressures at various points under these structures as well as the exit gradients ( the primary and final cause of undermining ) agreed fully with the calculated values.

BARON VAN ASBECK said that Prof. Terzaghi had quoted the cost of injecting a special type of bituminous emulsion in the Esna dam at 70 dollars a cubic yard, which he thought excessive. As, however, Dr. Lowe-Brown had said, the amount injected has been relatively small and it was only on account of other special circumstances that the cost of this work had been higher than in comparable other structures. The speaker, although he had not the figures with him, recalled that after the war there were many difficulties in obtaining certain chemical products, and these circumstances obviously affected the price.

It was known that for similar types of work injections of Shellperm had given entire satisfaction where the sand was very fine like that at Esna. The small size of the bitumen particles dispersed in the emulsion ( less than 2 microns ) and the fact that the specific weight and viscosity of the emulsion were equal to those of water made it possible to inject Shellperm under relatively low pressure, and in many cases this procedure had given the best results at low cost.

The speaker said he would like to make a few further remarks that might interest the Congress. In the construction of concrete dams, not only were the joints a delicate matter but also the composition and quality of the concrete and the type of cement were of capital importance. This had been recognized in setting up the special subcommittee for concrete.

He would mention that a bituminous clay emulsion known as Flintkote emulsion had been used with complete success to form a watertight skin on the surface of the concrete. On the multiple arch dam a Oued Ksob in Algeria and on the gravity dam at Butgenbach in Belgium, use had been made of cotton fabric impregnated and covered with Flintkote.

He would also say a few words on the subject of waterproof layers in or on rock-filled dams. Such a layer could either be built as a waterproof clay core near the middle or axis of the dam, or else as a waterproof layer of clay near the upstream surface of the dam. Generally he considered that the latter type should be preferred to the clay core from the point of the view of the equilibrium of the dam; it provided better resistance to percolation

and was easier to construct, though, naturally, there might be exceptions to this general rule. The important point was that the construction of a so-called clay core, consisting generally of clay mixed with suitable proportion of well-calibrated gravel and sand, was a comparatively difficult problem for the engineer in charge of the work to handle. The same might be said of a clay revetment or surface blanket.

On the other hand, experience on the Ghrif Dam and Bou Hanifia Dam in Algeria and on the Pego do Altar Dam and Val de Gaio Dam in Portugal made it possible to say that very good results can be obtained by the use of waterproof, plastic and jointless revetments or layers of asphaltic concrete or mastic for dams resisting a high head of water. In this respect the author would refer also to two publications of the Second Congress on Large Dams, at Washington in 1936, by Messrs Martin and Drouhin in Communication 2 on the one hand, and by Mr. Glebov on Question 5 on the other hand. Such asphaltic mixtures could also be applied easily for cut-offs.



## PREMIÈRE SÉANCE DU SAMEDI 12 JUIN 1948

PRÉSIDENT: M KHOSLA

RAPPORTEUR GÉNÉRAL: M TERZAGHI

SECRÉTAIRE: M BERG

### QUESTION No. 10

#### DISPOSITIONS LES PLUS RÉCENTES POUR ÉVITER LA FORMATION DES RENARDS

Le Rapporteur Général, M Terzaghi, voudrait, comme introduction à son rapport, faire part d'une expérience qu'il fit lorsqu'il était jeune ingénieur.

Sa maison avait à construire un petit barrage poids en béton sur fondation de gravier à travers un petit torrent des Alpes. Le projet avait prévu deux rangées de palplanches sur les faces amont et aval. Les palplanches furent enfoncées au maximum, et tout le monde était satisfait. Cependant, lorsque le réservoir fut mis en eau, des renards se produisirent sous la partie médiane du barrage et celui-ci se rompit.

Depuis cette première leçon, les renards ont toujours été son sujet favori.

Le premier pas en vue de l'élimination du danger des renards a été fait par Bligh il y a une quarantaine d'années. Il fut suivi par des recherches très étendues sur le phénomène des renards, comprenant des études purement théoriques, et systématiquement, un rapport sur chaque accident survenu.

Le Rapporteur Général fait ensuite un résumé de son rapport, en mettant particulièrement en évidence que la formation des renards peut provenir de deux causes radicalement différentes (pression des infiltrations et érosion régressive) qui requièrent des mesures de protection différentes. (*Voir texte après discussion.*)

### DISCUSSION

M HARZA (*Etats-Unis*) aurait voulu traiter trois sujets, mais, faute de temps, il se limitera au plus important.

Il s'agit d'injections d'argile qui ont été appliquées à une digue en terre de 5 miles de longueur, fondée sur une formation calcaire fortement fissurée; on injecta environ 23.000 yards cubes.



Au début on se servit d'argile pure, mais ce procédé fut inopérant parce que les fissures étaient si voisines de la surface du calcaire que l'argile s'écoulait par les fissures.

Une addition de 8 à 10% de ciment donna un épaissement suffisant pour obtenir un excellent résultat. Depuis six ans que le travail a été effectué, on n'a eu aucun ennui.

Dans le Nebraska, une émulsion de bentonite dans l'eau a été utilisée avec succès pour étancher les berges d'un canal de trente miles: quatre camions de bentonite suffirent pour étancher une section très perméable de 1 mile  $\frac{1}{4}$ .

M AUBERT (*France*) rappelle qu'en distinguant diverses sortes de renards, le Rapporteur Général a notamment décrit le renard avec " formation d'un passage continu, en forme de tunnel "; c'est cette catégorie de renards que son intervention concerne.

Se déclarant d'accord avec M Terzaghi, que l'application des règles de Bligh ou de Lane ne constituent pas des procédés sûrs, même au prix d'une dépense élevée, il se place dans le cas très simple étudié par M Leliavsky Bey, d'un ouvrage de faible hauteur surmonté d'une bouchure mobile.

Parmi les trois types de protection distingués par notre Rapporteur Général (le parafouille, la couche filtrante, le puits filtrant), c'est évidemment au parafouille que l'on doit avoir recours. Effectivement, M Leliavsky Bey considère un ouvrage composé de deux files de palplanches entre lesquelles on a établi une dalle de béton. Il cite le cas d'un ouvrage de ce type qui a résisté pendant de longues années et a été un jour brusquement détruit par un renard. Il pense que, lorsque de tels accidents se produisent sur des ouvrages anciens, ils sont provoqués par la formation d'affouillements en aval.

M Aubert croit aussi que les affouillements peuvent contribuer à un tel accident, car ils ont précisément pour effet de diminuer le trajet de contournement dans une de ses parties efficaces qui est le trajet terminal ascendant.

Il estime que, lorsqu'on a affaire à un sol indéfiniment perméable et que l'on veut construire un ouvrage analogue à celui envisagé par M Leliavsky Bey, il est préférable d'abandonner complètement les formes traditionnelles et d'adopter ce qu'il appelle le " radier-champignon " en forme de T.

Dans un tel radier, la tige du champignon est, par exemple, descendue à l'air comprimé et la partie supérieure est ensuite construite très économiquement sans épuisement et sans mise à sec, par des procédés simples mais qu'il serait trop long de décrire.

Un tel radier est moins onéreux et résiste, mieux que les types habituellement utilisés, aux sous-pressions, aux affouillements en aval, aux renards et aux glissements.

Un certain temps sera nécessaire pour abandonner les anciennes habitudes, mais il estime que ce type de radier s'imposera dans l'avenir.

La question de la suppression des affouillements en aval reste néanmoins importante en raison de la réduction de la longueur de contournement qui en serait la conséquence. Le meilleur moyen d'empêcher la formation de tels affouillements est de dissiper la force vive de l'eau à la traversée même de la bouchure. Ce résultat est obtenu avec les bouchures en usage sur la Seine (notamment au barrage de Vives-Eaux), qui donnent lieu à la formation d'une émulsion d'air et d'eau.

Le même type est utilisé au grand barrage (14 ouvertures de 55 mètres) de Sansanding, sur le Niger, au Soudan français, où, malgré un fond de sable, il ne se produit pas d'affouillements en aval.

M BAZANT (*Tchécoslovaquie*): Il y a deux cas différents de l'équilibre de sols soumis à une pression de percolation, l'un pour l'écoulement vertical, l'autre pour l'écoulement horizontal.

En ce qui concerne l'écoulement vertical, la solution mathématique donne l'équation:

$$D = \frac{h}{2\gamma}$$

D est la profondeur d'un diaphragme imperméable et  $\gamma$  la densité du sol immergé.

Pour l'écoulement horizontal, il propose, dans le cas d'une fondation plane prenant appui sur la surface du sol, d'exprimer la condition mathématiquement en supposant que la résistance au cisaillement s'oppose au gradient le long de la base de l'ouvrage. En intégrant cette condition, on obtient:

$$P = \frac{2Bg}{\frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} + B}$$

où B est la demi-largeur de l'ouvrage, g la pression moyenne verticale et  $\varphi$  l'angle de frottement de la base sur le sable.

M MAYER (*France*) veut essayer de répondre à la question posée par M Terzaghi en ce qui concerne les injections d'argile.

En ce qui concerne la qualité de l'argile employée, il faut évidemment qu'elle ne soit pas filtrée par le terrain dans lequel on injecte: en d'autres termes, il faut qu'il y ait une différence de granulométrie suffisante entre l'argile et le terrain. Il a déjà indiqué dans son rapport que l'on arrivait difficilement à injecter dans un terrain une argile ayant une granulométrie efficace inférieure à 0,2 mm. Pour les injections de produit chimique, on ne peut injecter un matériau dont la granulométrie efficace est inférieure à 0,1 mm.

M Terzaghi a demandé pourquoi on n'a pas utilisé la bentonite: c'est parce que, en France et en Europe, la bentonite est trop coûteuse. D'ailleurs, si on l'avait employée, on y aurait certainement mélangé un produit chimique pour combattre la thixotropie de ce produit.

Pour le choix des argiles, la question se pose d'utiliser les argiles trouvées sur place, ou d'utiliser des produits séchés et broyés. Or l'expérience a montré que, même pour un chantier important comme Génissiat, on n'avait jamais injecté plus de quelques centaines de tonnes d'argile; il est plus avantageux de l'acheter que de monter une installation de broyage. Il suffit de mettre cette argile en suspension dans le mélange de silicate de soude et de réactif dont a parlé le Prof. Terzaghi, de manière à obtenir une suspension stable et à injecter le mélange par les procédés classiques, en remontant. Il reste à la disposition de M Terzaghi pour compléter ces explications.

M LOWE-BROWN (*Grande-Bretagne*) pense que certains points de la discussion qui a été soulevée à propos de petits barrages n'entrent pas à proprement parler dans le cadre du présent Congrès qui a trait uniquement aux grands barrages.

Le point de vue britannique, en ce qui concerne les renards, a été exposé dans sa contribution au présent Congrès, Communication C. 2, intitulée: "La pratique britannique pour les fondations de barrages", qui aurait pu être rattachée à la question N° 10.

Tous les projets britanniques concernant les barrages en terre et en maçonnerie tiennent compte de la nécessité d'un parafouille vraiment efficace.

Dans le cas de barrages en terre, où le rocher est fréquemment à une profondeur considérable sous la base du barrage, le mur parafouille est constitué, selon les circonstances, soit d'argile corroyée de très bonne qualité, soit de béton riche, descendu jusqu'au rocher sous le barrage lui-même, et suffisamment étendu au delà des extrémités du barrage pour fournir une ligne de fuite de longueur suffisante pour réduire toute infiltration à des proportions insignifiantes.

La profondeur à laquelle de tels parafoilles sont portés est quelquefois très considérable, et dans plusieurs cas elle atteint 180 pieds.

Dans le cas de rochers calcaires, la profondeur du parafouille est augmentée au moyen d'injections.

D'une manière générale, dans la construction des barrages, trois points doivent être pris en particulière considération: le plus important est la fondation; ensuite, le contrôle de la construction, qui est aussi très important; en troisième lieu seulement vient le projet.

Il suppose que tous les ingénieurs qui s'occupent de projets de barrages connaissent les recherches classiques de M Khosla et autres, publiées sous le titre de "Projets de barrages sur fondations perméables" par le Central Board of Irrigation des Indes, Publication N° 12.

Malheureusement, les expériences ont dû être faites sur des modèles à deux dimensions et les résultats ont dû être considérablement modifiés quand on s'est trouvé en présence de la réalisation de l'ouvrage qui, nécessairement, est à trois dimensions.

Ces expériences donnèrent une complète justification de l'analyse mathématique qui avait été faite, mais les résultats doivent être utilisés avec discernement, en se guidant sur l'expérience.

L'orateur estime qu'il ne constitue pas une exception du fait qu'il continue à employer la règle de Bligh.

M GULHATI (*Indes*): Il est surprenant de ne pas trouver, dans le rapport général très étendu qui est soumis au présent Congrès, la moindre allusion aux travaux considérables qui ont été entrepris sur ce sujet aux Indes. En fait, quand le Comité National des Indes a examiné la question, il a décidé de ne pas présenter de rapport à ce Congrès parce qu'il avait déjà publié, dès 1936, un traité très complet sur ce même sujet, sous le titre de Publication N° 12 "Les projets de digues sur fondations perméables", par A. N. Khosla, publication du Service Central d'Irrigation des Indes.

Il semble que cette décision ait, en définitive, été malheureuse, mais le Comité National des Indes ne pouvait penser que le savant Rapporteur Général ne serait pas informé de travaux si connus et des résultats auxquels ils ont conduit et dont il est fait usage depuis dix ans et plus. Pour cette raison, il semble nécessaire de décrire ici, très sommairement, les grandes lignes des travaux qui ont été poursuivis dans son pays.

La première série d'expériences entreprises aux Indes sur ce problème le fut au Collège Civil d'Ingénieurs de Thomason, de 1895 à 1897. Sauf pour

les fortes charges, les résultats obtenus concordèrent avec la formule de Darcy. Ces expériences et le commentaire des résultats furent publiés par le Gouvernement des Indes au début du xx<sup>e</sup> siècle, dans la Publication Technique N° 97. Cela conduisit au développement de la théorie du gradient hydraulique, et, dans l'édition de 1910 de son livre, Bligh abandonna ses précédentes théories pour cette théorie nouvelle.

La théorie du gradient hydraulique et les méthodes de Bligh étaient en pleine faveur quand, en 1926, des fissures apparurent dans le radier de quelques siphons de canaux du Punjab. Heureusement, M Khosla, Président de la séance d'aujourd'hui, était l'ingénieur responsable. Une étude détaillée du trajet de ces siphons et d'autres ouvrages montra que la théorie et les méthodes de Bligh n'étaient pas correctes.

Des recherches très étendues furent alors commencées, qui conduisirent, en 1935, au développement des théories de Khosla.

Pour ce qui concerne les Indes, les travaux de Bligh n'appartiennent plus maintenant qu'à l'histoire.

La première étape de ces recherches a compris des études mathématiques, des essais de laboratoire sur des modèles réduits, ainsi que des essais de similitude électrique.

La concordance des résultats de ces différentes méthodes de recherches fut satisfaisante. On n'en resta cependant pas là. L'enjeu, en effet, était important: le bien-être de millions d'individus dépendait de la sécurité et de la continuité des réseaux d'irrigation qui comprenaient des centaines d'ouvrages sur sol perméable.

La digue de Panjnad, 47 pertuis de 60 pieds chacun, était alors en construction, et on profita de cette circonstance pour installer un grand nombre de tubes destinés à permettre l'observation des pressions. Des points de filtrage furent disposés aux endroits critiques sous le radier du barrage, et on disposa des tuyaux pour relier ceux-ci au sommet des piles.

Dès que le barrage fut mis en service, on releva les pressions en différents points sous le radier, et ces observations furent prolongées pendant plusieurs années.

Les résultats confirmèrent complètement les théories auxquelles avaient précédemment conduit les méthodes expérimentales.

Depuis lors, un très grand nombre d'ouvrages, anciens et nouveaux, ont été équipés avec de semblables tubes pour la mesure des pressions et les résultats ont été en complet accord avec les méthodes et théories développées par M Khosla.

Il n'est pas possible, dans le temps dont on dispose, d'exposer les règles qui ont été plus ou moins standardisées aux Indes pour la préparation des projets d'ouvrages sur fondation perméable; en conséquence, que ceux d'entre vous qui s'intéressent à cette question étudient la Publication N° 12 dans laquelle sont complètement décrites les méthodes que l'on a employées et recherches que l'on a faites, entre autres choses, le sujet qui est en discussion aujourd'hui: " Les précautions à prendre pour éviter la formation des Renards ", est traité d'une manière tout à fait complète. Cet ouvrage a été publié il y a quelques années, et quelques exemplaires en sont encore disponibles. M Gulhati espère dans un an ou deux au plus tard, en publier une édition révisée.

Avant de conclure, il projette un profil en travers type d'une digue qui est devenu, à présent, standard aux Indes pour les lits graveleux des rivières naturelles ou les canaux artificiels. Ce profil se compose d'un revêtement

impermeable qui porte les vannes et qui est terminé, à chaque extrémité par un rideau de palplanches. Sur la partie aval du revêtement reposent les blocs destinés à absorber l'énergie de la lame déversante. A l'aval du rideau aval est prévu un revêtement perméable en enrochement. Les dimensions du radier des rideaux de palplanches peuvent être déterminées avec précision par la méthode décrite dans la Publication N° 12 du Bureau Central de l'Irrigation. La position optimum des blocs de dispersion d'énergie est déterminée par des expériences sur modèles.

M LEWIN (*Etats-Unis*) pense que M Terzaghi a été un peu optimiste en ce qui concerne les propriétés du silicate.

M TERZAGHI précise qu'il a parlé d'un certain type de silicate; les silicates couvrent une gamme continue de propriétés.

M LEWIN (*Etats-Unis*) déclare qu'une certaine qualité de silicate avait donné de très mauvais résultats. Des travaux d'injection étaient en cours dans un tunnel creusé dans le roc, et le silicate qui, tout d'abord, avait arrêté les infiltrations, céda plus tard, ce qui entraîna de fortes infiltrations à travers la roche. Le silicate semblait être très peu stable et pour cette raison il fut nécessaire d'utiliser le ciment portland pour les injections, procédé coûteux mais excellent.

Il désire remarquer qu'il est très important de déterminer la perméabilité d'une couche en deux directions, verticale et horizontale, car il est possible d'obtenir de bons résultats dans une direction et de mauvais dans l'autre.

Dans l'Est des Etats-Unis, les parafouilles en béton sont très en faveur, et on estime qu'ils sont le seul moyen efficace permanent d'empêcher la formation des renards. C'est ainsi qu'on a construit deux barrages sur alluvions, la roche se trouvant à 180 pieds de profondeur. La dépense de ces parafouilles, constitués par une série de caissons, ne représente que 5 à 7% du coût du barrage.

M MIDDLEBROOKS (*Etats-Unis*) désire répondre à M Gulhati que si son rapport ne mentionne pas les travaux exécutés aux Indes c'est parce que ces travaux, qu'il a suivis de très près, sont tellement importants qu'il pensait que tout le monde les connaissait.

Revenant au rapport de M Terzaghi, il pense que l'on peut se rendre maître des infiltrations sous un barrage avec autant de certitude que les constructeurs de barrage en ont dans le calcul du barrage lui-même.

Ainsi que plusieurs orateurs l'ont dit, le traitement classique des renards est le parafouille. Le parafouille a sa préférence tant que son coût n'est pas prohibitif ou hors de proportion avec le prix du drainage.

Les palplanches métalliques ont été utilisées aux Etats-Unis comme aux Indes: l'expérience a montré qu'elles n'étaient pas étanches et, comme aux Indes, on limite leur utilisation pour prévenir les renards directement sous le massif de béton.

Il est fortement opposé à l'adoption de parafouilles et d'écrans en béton dans le corps des barrages; on peut sans doute arriver à les projeter de manière qu'ils résistent, au moins au début, aux efforts auxquels ils sont soumis, mais un barrage en terre est un ouvrage permanent, et il ne pense pas que l'on puisse en dire autant d'une dalle mince en béton.

Finalement, il pense que, dans un barrage où n'intervient aucune complication due à la présence de sels concentrés dans le roc et désintégrant le béton, un système de drainage, par tranchées remblayées avec des cailloux, ou par puits verticaux, peut être considéré comme fonctionnant aussi bien que tout autre système.

Il ne pense pas que l'on puisse compter avec certitude sur l'application des règles de Bligh pour déterminer la longueur du chemin d'infiltration. Le Dr Terzaghi a relevé dans un exemple qu'une pente hydraulique de 6% a causé des désordres, et lui-même a noté un cas où il en a été de même pour une pente de 1%.

A son avis, la protection contre la formation des renards par drainage est un des chapitres les plus importants de l'art de construire des digues. Cette méthode permet d'éliminer les plus grands risques qui menacent la vie d'un barrage et de faire les plus importantes économies dans les dépenses de construction.

Un parafouille de 180 pieds, comme il en a été question précédemment, est une énorme dépense, à moins qu'on ne puisse l'amortir par la valeur de l'eau qu'il épargne.

M LELIAVSKY BEY (*Egypte*), suivant l'exemple du Prof. Terzaghi, cite une expérience personnelle, datant de son jeune âge, lorsque le Prof. Terzaghi et lui-même combattaient dans des camps adverses.

Le problème était de construire un barrage en terre, pour inonder les tranchées autrichiennes. Le résultat fut obtenu et l'armée russe put avancer, mais des renards se produisirent au pied aval du barrage. Heureusement, il y avait des sacs de sable à proximité et il disposait d'une compagnie d'infanterie. On couvrit donc les renards par des sacs, mais de nouvelles sources réapparurent plus loin, on les aveugla de la même manière et l'on procéda de la sorte jusqu'à ce que, après deux jours de travail ininterrompu, un nouveau radier d'une certaine largeur, en sacs de sable, fut formé. Après quoi, les renards cessèrent soudain de réapparaître.

L'expérience mérite d'être mentionnée comme le seul cas connu à l'orateur où la théorie de Bligh fut prouvée en nature, et non pas par déduction ou au laboratoire.

M Leliavsky Bey fait des réserves sur la division des causes de renards en deux catégories rigides; surtout en ce qui concerne la comparaison d'une de ces catégories avec un pont en bois. En fait, l'action des termites sur une charpente en bois ne peut être appréciée par aucun critérium numérique, tandis que, dans le cas des grands barrages comme ceux du Nil, on sait par expérience, avec toute la certitude voulue, que le critérium de Bligh dûment appliqué fournit un ouvrage pour ainsi dire indestructible.

Quant au type de parafouille garantissant cette sécurité, le dispositif employé en Egypte consiste en deux lignes parallèles de palplanches métalliques, enfoncées à une distance de 1 m. à 1 m. 50 l'une de l'autre, avec remplissage de l'espace avec du béton coulé sous l'eau.

M VAN MASSENHOVE (*Algérie*) parle du barrage du Béni-Bahdel en Algérie, dont la hauteur est de 60 mètres et dont le type est à voûtes multiples de 20 mètres de portée.

Cet ouvrage a été étanché d'une façon très satisfaisante par injection de ciment.

On y a réalisé un programme de drainage conformément aux indications du Prof. Terzaghi.

Sous le déversoir de crue, ouvrage accessoire de 10 mètres de hauteur, des circulations souterraines importantes se sont manifestées lors de la première mise en eau.

On craignait une aggravation des fuites par l'érosion régressive dans les fissures.

Après mise au point d'un produit ternaire économique, on procéda à des injections d'un mélange de ciment, d'argile et de sable, avec des pompes à piston plongeur à haute pression.

Après huit ans, le résultat obtenu donne toujours pleine satisfaction.

Actuellement, les injections de mortier colloïdal colgrout permettent d'obtenir un volume important de matériaux imperméables à des prix très bas.

Le colgrout se pompe avec la même facilité que le ciment et ne donne lieu à aucune ségrégation entre le sable et le ciment.

M FELLENIUS (*Suède*) fait connaître qu'au cours du Congrès de l'Association Internationale de Recherches pour Travaux hydrauliques, qui vient de se tenir à Stockholm, la question d'affouillement en aval des barrages a été traitée dans dix rapports. Ces rapports seront publiés par l'Association et il se tient à la disposition des Congressistes pour les faire parvenir à ceux qui les désirent.

M ZAKI BEY (*Egypte*) évoque un autre aspect du problème, celui des affouillements à l'aval. Ces affouillements, d'après lui, sont étroitement liés à la formation des renards. Il cite un dispositif destiné à dissiper l'énergie de l'eau, cause éventuelle de l'érosion; ce dispositif comprend deux seuils de faible hauteur, qui dévient les filets liquides, l'un étant placé au pied des piles et l'autre en un point déterminé par essai.

M KHOSLA, Président, déclare qu'il semble y avoir un malentendu général au sujet des causes de la formation des renards. La formation des renards prend son origine dans le fait que la construction est graduellement minée à partir de son extrémité aval, vers l'amont, par suite soit de l'érosion à cette extrémité due à l'écoulement de surface — le sol de la fondation en dessous de la construction glissant dans le creux formé par l'érosion sous l'effet de la pression des terres — soit en raison de l'écoulement de l'eau d'infiltration sous la construction et qui émerge à l'extrémité aval avec un gradient de sortie (ou pression) supérieur au contrepois formé par le terrain superposé à cette extrémité, causant ainsi la rupture du sol de fondation à cet endroit et la mise à nu progressive. Mais, qu'il s'agisse de l'écoulement de surface ou de l'écoulement de l'eau d'infiltration, l'aspect mécanique de la mise à nu progressive du sol de fondation à partir de l'extrémité aval vers l'amont est le même et a pour résultat de miner progressivement la construction et d'en provoquer finalement la rupture.

Pour se garantir contre la formation des renards, il n'est plus nécessaire d'avoir recours à des méthodes approximatives. Il est possible de calculer avec une précision mathématique les différentes forces qui sont à l'œuvre dans la formation des renards et de préparer des calculs sûrs et à l'abri de toute surprise.

Ce sujet a été traité amplement dans la Publication N° 12 du Service Central de l'Irrigation de l'Inde (Central Board of Irrigation) intitulée "Calcul des digues sur fondations perméables" (Design of Weirs on Permeable Foundations).

Un certain nombre de constructions importantes fondées sur des sables ou des sols de profondeur considérable ont été calculées sur cette base et construites récemment avec des résultats uniformément satisfaisants.

Baron VAN ASBECK: Le Prof. Terzaghi a indiqué que l'injection d'un type spécial d'émulsion bitumineuse au barrage d'Esna avait coûté 70 dollars par yard cubique, et qu'il considérait que c'était une dépense excessive. Comme l'a dit le Dr. Lowe-Brown, la quantité injectée a été relativement petite et c'est par suite d'autres circonstances particulières que le prix des travaux a été plus élevé que pour des ouvrages analogues. Bien qu'il n'ait pas de chiffres en main, il se rappelle qu'après la guerre il y a eu beaucoup de difficultés pour se procurer certains produits chimiques, ce qui affectait évidemment le prix.

Il est acquis que, pour les types similaires d'ouvrages, les injections de Shellperm ont donné entière satisfaction avec un sable très fin comme celui d'Esna. La petitesse des particules de bitume dans l'émulsion (moins de 2 microns), le poids spécifique et la viscosité de l'émulsion étant égaux à ceux de l'eau, l'émulsion Shellperm permet l'injection à pression relativement basse et, dans plusieurs cas, ce procédé a donné les résultats les plus économiques et les meilleurs.

Il désire encore faire quelques remarques susceptibles d'intéresser le Congrès.

Dans la construction des barrages de béton, non seulement la question des joints est délicate, mais la composition et la qualité du béton ainsi que le type de ciment ont une importance capitale. Cette importance est mise en évidence par la création du sous-comité spécial du béton.

Il signale qu'une émulsion Flintkote (émulsion bitumineuse à squelette d'argile) a été employée avec un plein succès pour réaliser une couche imperméable sur la surface du béton. Sur l'ouvrage à voûtes multiples de l'Oued Ksob, en Algérie, et sur le barrage poids de Butgenbach, en Belgique, des toiles de coton imprégnées et couvertes avec du Flintkote ont été employées.

Il désire parler en quelques mots des couches imperméables construites à l'intérieur ou à la surface des barrages en enrochements. Une telle couche peut être construite comme un noyau étanche en argile près du milieu du barrage ou comme un revêtement étanche au voisinage du parement amont; cette deuxième solution paraît préférable pour la stabilité de l'ouvrage et assure une meilleure protection contre les infiltrations, tout en étant plus facile à construire. Il peut d'ailleurs y avoir des exceptions à cette règle; le point important est que l'établissement d'une telle couche imperméable, composée d'argile, de sable et de gravier convenablement dosés et calibrés, est de réalisation difficile. Il en est de même d'un revêtement de surface en argile.

Au contraire, l'expérience des barrages du Ghrib et de Bou Hanifia, en Algérie, de Pego do Altar et de Val de Gaio, au Portugal, permet d'affirmer que de très bons résultats peuvent être obtenus en construisant des revêtements étanches, plastiques et sans joints, dans des ouvrages soumis à une importante charge d'eau. Il renvoie sur ce sujet aux communications faites au 2<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages à Washington, en 1936, par MM Martin et Drouhin, d'une part, en Communication 2, et M Glebov, de l'autre, sur la question N° 5.

De tels mélanges asphaltiques peuvent aussi très bien être employés comme parafouilles.



## QUESTION No. 10

### GENERAL AND INDIVIDUAL REPORTS RAPPORT GENERAL ET RAPPORTS INDIVIDUELS

R.G. — G	TERZAGHI		( English text )
R.G. — C	TERZAGHI		( Texte français )
R. 1	PRESCOTT HILL	Great Britain	Grande-Bretagne
R. 4	ZAKI BEY	Egypt	Egypte
R. 9	POSPISIL	Czechoslovakia	Tchécoslovaquie
R. 10	BAZANT	"	"
R. 18	WERNER & LJUNG	Sweden	Suède
R. 19	ELFMAN	"	"
R. 22	MAYER	France	France
R. 23	DELATTRE	"	"
R. 31	GYSEL & BLATTER	Switzerland	Suisse
R. 35	COYNE	France	France
R. 36	ISCHY	"	"
R. 37	ISCHY	"	"
R. 49	RICE & ARTHUR	United States	Etats-Unis
R. 51	MIDDLEBROOKS	" "	"
R. 66	LEWIN	" "	"

THE MOST RECENT PRECAUTIONS TO AVOID  
THE FORMATION OF PIPINGS

General Reporter: KARL TERZAGHI  
*Harvard University, Cambridge, Massachusetts*

GENERAL

METHODS FOR ESTIMATING CRITICAL HEAD

The first attempt to establish a rule for estimating the critical head was made some forty years ago by W. G. Bligh on a purely empirical basis. Since that time the factors which determine the critical head have been investigated from every conceivable angle. The investigations were based on general construction and operation experience, failure statistics, conditions for the equilibrium of soils acted upon by seepage pressures and on model tests. The results are reviewed and commented upon by Hill ( 1, general experience ), Zaki and Leliavsky ( 4, theoretical methods ) and Bazant ( 10, model tests ). Zaki and Leliavsky (4) also discuss in detail the effect of scour along the downstream edge of dams on the critical head, such as the scour which caused the sudden collapse of Rayah Menufi Intake in Egypt in 1910. However, scour of this type cannot be considered a prerequisite for failures by piping, because many dams have failed by piping, a long time after construction, without preceding external scour on the adjoining river bed.

VARIETIES OF PIPING PHENOMENA

Middlebrooks (51) reports on the manifestations of piping on earth embankments. Earth embankments may fail by under-seepage or through-seepage. The failures due to under-seepage are divided into three categories:

1. Rapid discharge through tunnel-shaped openings in the sub-soil of the embankment, preceded by the formation of a large boil or boils on the foreland of the dam near the toe.

2. Sloughing of the downstream slope due to seepage pressure in an upward direction on the underlying soil, which reduces the bearing capacity of the soil.
3. Backward erosion by springs located at the toe of the embankment.

These three types of failure due to under-seepage and the failures by through-seepage are illustrated by many examples. Piping phenomena in fluvio-glacial deposits are described by Werner and Ljung (18) and by Gysel and Blatter (31). Ischy (36) reports on piping phenomena in a terminal moraine.

#### CAUSES OF FAILURES BY PIPING

Theory and model tests combined with experience lead to the conclusion that a dam may fail by piping in two very different ways. Either the seepage pressure exerted by the percolating water causes a failure of the soil located beneath the dam, similar to the failure in a soil beneath an overloaded footing; or else the soil is removed from beneath the dam along one or several more or less tortuous lines, by backward erosion from springs, until a continuous, tunnel-shaped passage is formed through which the impounded water can escape towards the foreland of the dam.

The critical head for failures of the first category (failures due to seepage pressure) is determined by the laws of mechanics and hydraulics. Failure occurs as soon as the hydraulic head becomes equal to the critical head for the first time. In other words the critical head is independent of time.

The critical head for failures of the second category (failures due to progressive subsurface erosion) cannot be predicted on the basis of the laws of mechanics because it depends to a large extent on minor geological details. For a given dam resting on a sub-soil with a given average grain size the critical head can vary between extremely wide limits, depending on the position, sequence and continuity of the individual layers of which the sub-soil is composed. This fact has been demonstrated by many observations such as those which were made by Gysel and Blatter (31) on the Aar dike. The dike rests on coarse-grained, fluvio-glacial deposits. By theory and model tests it has been shown on previous occasions that the critical head for a water retaining structure resting on sand can be increased, by proper design, to values up to 1.5 times the length  $L$  of the line of creep. According to Bligh's empirical rules, a dam on coarse-grained sediments should be safe with respect to piping, if the hydraulic head does not exceed a value of  $0.08 L$  (coarse sand) or  $0.11 L$  (sand and gravel). Yet on the Aar dike extensive piping took place at a hydraulic head of no more than  $0.06 L$ .

In further contrast to failures by seepage pressure, failures due to subsurface erosion may occur many years after construction and at a hydraulic head which is smaller than the maximum head under which the water percolated through the sub-soil on previous occasions.

The importance of the difference between these two types of failure by piping cannot possibly be over-emphasized. The difference can be compared to that between the failure of a timber structure due to the over-stressing of one of its members and the failure of such a structure due to local and progressive weakening of one of its members by the gnawing activities of termites. The prerequisites for the first type of failure are determined by the laws of applied mechanics whereas those for failures of the second type are utterly beyond the realm of theory and model tests.

## METHODS FOR THE PREVENTION OF PIPING

The minimum requirement for the foundation of a dam on permeable sub-strata is that the factor of safety of the foundation with respect to a failure in the sub-soil by seepage pressure should be equal at least to 3. This factor of safety can be estimated by means of the theory of seepage pressures. However, the real factor of safety with respect to failure may even be smaller than unity unless adequate provisions are made for preventing subsurface erosion. These provisions may have neither a static nor a hydraulic function. Yet they are as vital as those for protecting the members of a timber construction against decay or the attacks of termites.

One possibility for preventing subsurface erosion consists in reducing the average hydraulic gradient along the "line of creep" to so small a value that no erosion takes place. To achieve this end the foundation is designed on the basis of Bligh's empirical rule or an equivalent, such as Lane's "weighted creep" rule. This procedure can be compared to making a timber structure so strong that it will stand up in spite of partial destruction of the beams by termites or decay. It can hardly be considered economical and the observations on the Aar dike (31) show that it is not even reliable. Although it is still extensively practised, it appears that none of the dams described in the contributions to Question No. 10 was designed in such a manner.

A second possibility is to prevent the removal of solid soil particles from beneath the dam. This can be done in three different ways. One method consists in constructing a cut-off which interferes with the formation of continuous passages from the foreland of the dam through the sub-soil to the reservoir. A second method consists in covering the areas within which springs may develop by a filter layer. The layer is graded in such a manner that it retains all solid soil particles without interfering with the discharge of the seepage water. A third method consists in tapping the flow of seepage water by a row of filter wells, which in turn prevents the formation of springs on the surface.

The first procedure, involving the construction of a cut-off, serves the double purpose of preventing the formation of springs and of reducing the loss of water due to seepage. Therefore, it is particularly suitable for dams on a sub-soil with a high permeability. Filter layers (second procedure) have no effect on flow pattern and discharge. Filter wells (third procedure) cause a moderate increase of both the average hydraulic gradient and the discharge. Nevertheless, they increase very considerably the critical hydraulic head.

Most of the contributions to Question No. 10 deal with procedures of one of these three categories.

## CONSTRUCTED CUT-OFFS

Constructed cut-offs consist of a concrete cut-off wall, a row of steel sheet-piles or a cut-off trench filled with clay.

Middlebrooks (51) points out that a steel sheetpile cut-off on the Fort Peck Dam was almost ineffective although it extended from the base of the core of the dam to the surface of an almost impermeable shale stratum. In spite of the cut-off, boils appeared in the proximity of the toe of the dam. In order to avoid further undesirable developments, filter wells were installed.

According to Rice and Arthur (51) the U.S. Bureau of Reclamation installs graded filters even on earth dams which are equipped with a cut-off of any kind, extending to bedrock.

## GROUTED CUT-OFFS

Grouted cut-offs were successfully installed in fluvio-glacial and recent river deposits by Mayer (22) and Gysel and Blatter (31), and in a terminal moraine by Mayer (22) and Ischy (37).

Mayer (22) describes a grout curtain which served the double purpose of intercepting the seepage from the River Rhône through the highly permeable sub-soil of the cofferdams into the foundation pit of a concrete storage dam and of preventing a failure of the slopes of the excavation by piping. Each grout curtain was formed by the injection of a clay slurry through drill holes arranged in two rows. The clay slurry was mixed with a small amount of waterglass and hydrochloric acid. After the clay was injected, the voids of the soil located between the two walls of clay-impregnated soil were filled by injecting a mixture of waterglass and hydrochloric acid.

On the Lac Noir (Mayer, 22 and Ischy, 37) the grouting was done to the leakage and piping on the downstream of a dam which rests on a terminal moraine. Primary injection of a very viscous mixture of sand, cement and clay was followed by the injection of a mixture of clay and some cement, the injection of a chemically treated clay slurry and finally by that of chemicals in a liquid state. Mayer points out that even the chemically treated clay slurry does not enter the voids of sand with a grain size of less than about 0.2 mm. The voids of the layers with a smaller grain size can only be filled by chemical injections.

Gysel and Blatter (31) injected the fluvio-glacial sediments located beneath the Aar dike with a slurry of Opalinus clay (plasticity index 34). The slurry was mixed with some cement and a small amount of specified chemicals. The curtain reduced the leakage to a small amount and stopped piping.

In every instance the chemical treatment of the clay slurry served the purpose of intensifying the thixotropic properties of the clay. Specific information on the results obtained is furnished by Gysel and Blatter (31). The resistance against the penetration of a modified Vicat needle into the slurry which was used on the Aar job increased, 1 or 2 days after the slurry was prepared, from 1 kg./sq. cm. to about 10 kg./sq. cm. at the end of a 28 days' period.

## FILTER LAYERS

Horizontal filter layers are most advantageous on fairly homogeneous sub-soil. If the sub-soil is stratified, and the ratio between the average coefficient of permeability in a horizontal and vertical direction is smaller than about 100, satisfactory results can still be obtained by adapting the width of the filter layer to the permeability ratio of the sub-soil. If this ratio is greater than about 100, it is necessary to supplement or replace the horizontal filter by other means for protection such as filter wells (Middlebrooks, 51). Middlebrooks also describes an inclined filter which was installed on the Mud Mountain Dam at the boundary between clay core and rock shell, to prevent detrimental effects of through-seepage.

Delattre (23) faced the problem of preventing the migration of soil particles towards a steep slope on fine sand during rapid drawdowns of the water level in the reservoir created by the construction of the storage dam at Genissiat on the river Rhône. He solved the problem by covering the slope with a blanket consisting of medium sand. The blanket is protected against wave erosion by a rockfill.

## FILTER WELLS

Filter wells have been used extensively and successfully by the U.S. Army Engineers. They have the advantage that their efficacy is independent of the details of stratification. Furthermore the installation can be started with widely spaced shallow wells. If the readings on observation wells indicate that the initial installation is inadequate, the depth and number of the wells can be increased until the performance of system complies with the requirements (Middlebrooks, 51). The general discussion of the filter well method is supplemented by the description of the filter well installations which are in successful operation on the Sardis, Arkabutla and Fort Peck Dam. The methods for designing filter well installations are summarized by Rice and Arthur (49).

Filter well drainage has also been used, in combination with a grouted cut-off, on the Lac Noir (Ischy 37). On the Traryd Power Plant the installation of filter wells stopped incipient piping by seepage water which came out from beneath an impervious slope protection (Werner and Ljung, 18).

## DRAINAGE TRENCHES

Drainage trenches are used to advantage if the top stratum of the sub-soil of an earth dam is considerably less permeable than the underlying strata. Drainage trenches have been installed beneath the base of the Mohawk, Fort Supply, Great Salt Plains, Franklin in Falls Dam and various other structures (Middlebrooks, 51). It is obvious that the bottom of the trench should be located at or below the base of the relatively impervious top stratum and that the ratio between the coefficient of permeability of the underlying strata in horizontal and vertical directions should be small.

## GRADING OF FILTERS

The rules for the grading of filters are stated and the importance of strict adherence to these rules is emphasized by Rice and Arthur (49) and Middlebrooks (51). The possible consequences of a radical departure from the fundamental rules for filter grading are illustrated by incipient piping on the Traryd Power Plant (Werner and Ljung, 18).

The filter blanket described by Delattre (23) does not comply with the accepted rules for the grading of filters. Nevertheless it operates successfully. This seems to be due to the facts that the strata covered by the blanket are relatively uniform, the hydraulic gradient at which the water escapes into the filter is low and the points of maximum hydraulic gradient change their position continuously because they follow the downward movement of the water level in the reservoir.

## IMPERVIOUS BLANKETS

Impervious blankets on the upstream side of dams are extensively used for the purpose of reducing the average hydraulic gradient at which the water percolates from the reservoir towards the discharge areas on the downstream side of the dam. A reduction of the hydraulic gradient also reduces the loss of water due to seepage and the danger of subsurface erosion.

The blanket can be made of reinforced concrete (Coyné, 35), of clay (Rice and Arthur, 49; Middlebrooks, 51), or of any other suitable material. Impervious blankets are also used for reducing the loss of water through the sides of a reservoir. Since blankets on slopes are subject to wave action they require protection by rockfill or other suitable means. Elfman (19) describes a blanket which is used as a seal on the outcrop of an esker. Werner

and Ljung (18) covered a slope on very permeable fluvio-glacial sediments with a clay blanket, protected by a superimposed rockfill.

Whatever the construction material or the location of an impervious blanket may be, the exit area of the water which seeps through the soil beneath the blanket should be covered by a filter layer or else the water should be collected in filter wells. Otherwise, piping may ensue in spite of the low value to which the blanket reduces the hydraulic gradient of the escaping water (Werner and Ljung, 18).

#### POSSIBILITIES FOR PIPING UNDER EXCEPTIONAL CONDITIONS

Exceptional conditions prevail, if the water escapes out of the reservoir through a fault zone occupied by decomposed rock or if the water-retaining structure is located above permanently frozen ground.

The sealing of a narrow fault zone in gneiss and mica schist by a concrete plug and cement injection is described by Pospisil (9). Ischy (36) presents an account of the treatment of a badly broken limestone formation underlying the Castillon Dam on the Verdon River. The widest cracks were cleaned by hand and filled with concrete. The balance of the jointed rock formation was grouted with a mixture of cement, limestone dust and bentonite. The unconfined compressive strength of the grout increased from 30 to 40 kg. per sq. cm. after 7 days and to about 80 kg./sq. cm. after 28 days. The grouting operations were supplemented by the installation of drainage wells (bleeders) downstream of the dam.

The possibilities for the construction of storage dams under arctic conditions are the subject of a paper by Lewin (66).

#### DESIGN PROCEDURES

The design procedures practised by the U.S. Bureau of Reclamation are summarized by Rice and Arthur (49). The design is based on the results of test borings and soil tests. However, it should be emphasized that a dam may fail in spite of design in accordance with the results of a competent and conservative stability computation, unless two independent supplementary conditions are satisfied. These conditions are:

- (a) Adequate provisions must be made to prevent subsurface erosion. These provisions do not need to have any static or hydraulic functions because they are no more than an equivalent of the means for protecting steel against corrosion or timber against termites or decay.
- (b) The geologic and permeability profiles of the dam site should be at least approximately correct.

Condition (a) can easily be satisfied by using one of the procedures described under preceding subheadings. On the other hand, compliance with condition (b) may be difficult or even impracticable, because the information obtained from test borings and soil tests is inevitably incomplete and vital geologic details may remain undetected. If the permeability profiles fail to give reasonably accurate information regarding the variations of the permeability within the strata through which the water seeps out of the reservoir, zones of potential subsurface erosion may be left without any protection.

On account of the inevitable uncertainties associated with the results of subsurface exploration it is now general practice to check the forecasts regarding seepage conditions against reality by means of field observations during and after construction.

## TECHNIQUE OF FIELD OBSERVATIONS

The most important means for securing information on the effect of cut-offs, filters and impervious blankets on the seepage regimen are observation wells and, in sub-soils with permeability, piezometer tips connected with pressure gauges of some sort.

Observation wells were installed in great numbers on the Traryd Power Plant (Werner and Ljung, 18), in the esker Nämforsen (Elfman, 19) and in the terminal moraine on the Lac Noir (Ischy, 37). Piezometer tips communicating with pressure gauges are extensively used by the U.S. Bureau of Reclamation. According to Rice and Arthur (49) all major earth dams, constructed by the Bureau since 1934, are equipped with piezometer installations.

Gysel and Blatter (31) describe a procedure for determining the variations of the permeability of the sub-soil in vertical directions by means of water pressure tests in drill holes. The location of the water veins leading from the reservoir towards the boils at the toe of the Aar dike was ascertained by means of coloration tests.

## POINTS FOR DISCUSSION

1. Selection and treatment of clay for clay injections.
2. Technique of clay injections.
3. Lifetime of filter wells in decomposed rock and silty soils.
4. Clogging of filter wells by chemical precipitations and means for predicting such processes.
5. Desirable characteristics of construction materials for clay blankets and methods for constructing such blankets.
6. Layout and design of observation wells.

## LIST OF INDIVIDUAL REPORTS

1. Erosion within or beneath water-retaining structures. PRESCOTT HILL, Great Britain
4. Tail-erosion as a factor affecting the safety against piping. ZAKI and LELIAVSKY, Egypt
9. Large dam at Pastviny. Newest methods for the prevention of defects caused by the penetration of water under the foundations of a dam. POSPISIL, Czechoslovakia
10. Critical head for piping beneath weirs. BAZANT, Czechoslovakia
18. Method for preventing piping at Traryd Power Plant. WERNER and LJUNG, Sweden
19. Stopping seepage in the gravel esker at Nämforsen. ELFMAN, Sweden
22. Most recent methods for the prevention of piping. MAYER, France
23. Prevention of piping. DELATTRE, France
31. Cure of piping by grouting with clay gel on Aar dike, power plant, at Ruppertswill-Auenstein. GYSEL and BLATTER, Switzerland



35. Foundation of a dam on alluvium-dam of Laurenti. COYNE, France
36. Dam of Castillon-struggle against subsurface erosion. ISCHY, France
37. Dike on Lac Noir-struggle against subsurface erosion. ISCHY, France
49. The most recent methods developed to avoid piping or blow-outs in dams. RICE and ARTHUR, United States of America
51. Seepage Control for Large Earth Dams. MIDDLEBROOKS, United States of America
66. Prevention of seepage and piping under dams built on permafrost and related problems connected with the design and construction of such dams. LEWIN, United States of America

## LES DISPOSITIONS LES PLUS RÉCENTES POUR EVITER LA FORMATION DES RENARDS

Rapporteur Général: KARL TERZAGHI  
*Harvard University, Cambridge, Massachusetts*

### GÉNÉRALITÉS

#### MÉTHODES DE DÉTERMINATION DE LA HAUTEUR CRITIQUE DE CHARGE

Les premières tentatives en vue de l'établissement de règles permettant la détermination de la hauteur critique de charge ont été faites, il y a une quarantaine d'années, par G. W. Bligh, sur une base purement empirique. Les recherches ont été basées sur l'expérience acquise en matière de construction générale et d'exploitation, sur les statistiques de rupture, sur l'influence exercée par les pressions dues à l'infiltration sur les conditions d'équilibre des sols, enfin sur des essais sur modèles. Les résultats obtenus font l'objet d'études et de commentaires par Hill (1, expérience générale), Zaki et Leliavsky (4, méthodes théoriques) et Bazant (10, essais sur modèles). Zaki et Leliavsky (4) étudient également d'une manière détaillée l'influence des affouillements qui se produisent le long du bord aval des barrages sous la charge critique, tels que les affouillements qui ont provoqué la rupture brutale de l'ouvrage de prise de Rayah Menufi en Egypte, en 1910. Toutefois, les affouillements de ce genre ne peuvent pas être considérés comme constituant une condition préalable de la rupture par formation de renards, car de nombreux barrages se sont rompus longtemps après leur construction, par suite de la formation de renards, sans que les ruptures aient été précédées d'affouillements externes, sur la rive.

#### DIFFÉRENTS ASPECTS DES PHÉNOMÈNES DE RENARD

Middlebrooks (51) présente un rapport sur les divers aspects de la formation des renards sur les remblais de terre. Ces remblais peuvent céder par affouillement en sous-œuvre ou par infiltration à travers leur masse. Les ruptures dues aux affouillements en sous-œuvre sont classées en trois catégories:

1. Décharge rapide par galeries affouillées dans le sous-sol du remblai, précédée par la formation d'un vaste cratère ou d'une série de cratères à l'aval, à proximité du pied de l'ouvrage.

2. Dépouillement du talus aval sous l'action d'une pression d'infiltration s'exerçant de bas en haut sur le sol sous-jacent et réduisant la capacité portante du sol.

3. Érosion régressive exercée par des sources situées au pied du remblai.

Ce trois types de rupture dues à l'infiltration en sous-œuvre et les ruptures dues aux infiltrations à travers le remblai sont illustrés par de nombreux exemples. Les phénomènes de renard dans les dépôts fluvio-glaciaires sont décrits par Werner et Ljung (18) et par Gysel et Blatter (31). Ischy (36) présente un rapport sur les phénomènes de renard dans une moraine frontale.

#### CAUSES DES RUPTURES PAR RENARDS

L'étude théorique et les essais sur modèles, associés avec l'expérience pratique, conduisent à cette conclusion qu'un barrage peut céder de deux manières différentes, par suite de la formation de renards. La pression exercée par les eaux d'infiltration peut provoquer la désagrégation du sol situé au-dessous de l'ouvrage dans des conditions analogues à la dislocation d'un sol sous un empattement soumis à de trop fortes charges. Il peut également se produire un entraînement du sol au-dessous du barrage, suivant un ou plusieurs trajets plus ou moins tortueux, par érosion régressive sous l'action de sources, entraînant à la formation d'un passage continu, en forme de tunnel, à travers lequel l'eau peut s'échapper vers l'aval du barrage.

La hauteur critique de charge pour les ruptures de la première catégorie (ruptures dues à la pression des eaux d'infiltration) est définie par les lois de la mécanique et de l'hydraulique: la rupture se produit dès que la pression hydraulique atteint, pour la première fois, la valeur de la charge critique. En d'autres termes, la hauteur critique de charge est indépendante du temps.

Pour les ruptures de la deuxième catégorie (ruptures dues à une érosion progressive du sol de fondation), la hauteur critique de charge ne peut pas être prévue sur la base des lois de la mécanique, car elle dépend dans une large mesure de considérations d'ordre géologique d'importance secondaire. Pour un barrage donné, édifié sur un sol de fondation présentant un grain moyen donné, la hauteur critique de charge peut varier dans des limites extrêmement larges, suivant la position, l'ordre de succession et la continuité des différentes couches qui constituent ce sol de fondation. Ce fait a été mis en évidence par de nombreuses observations telles que celles qui ont été faites par Gysel et Blatter (31) sur l'Aar dike. Cette digue est établie sur des dépôts fluvio-glaciaires à gros grain. D'après la théorie et d'après les essais sur modèles et ainsi qu'il a déjà été constaté en divers cas, la hauteur critique de charge d'un ouvrage de retenue reposant sur la sable peut être accrue, grâce à une conception judicieuse, jusqu'à des valeurs atteignant 1,5 fois la longueur  $L$  de la "ligne de cheminement". Suivant les règles empiriques de Bligh, un barrage établi sur des sédiments à gros grain doit être à l'épreuve des renards si la charge hydraulique ne dépasse pas  $0,08 L$  (sable à gros grain) ou  $0,11 L$  (sable et gravier). Toutefois, les phénomènes de renards se sont largement manifestés sur la digue de l'Aar sous une charge hydraulique ne dépassant pas  $0,06 L$ .

Contrairement à ce qui se produit pour les ruptures sous l'effet de la pression d'infiltration, les ruptures dues à une érosion en sous-œuvre peuvent se produire de nombreuses années après la construction et sous une charge

hydraulique plus faible que la charge maximum sous laquelle l'eau s'infiltrait à travers le sol de fondation.

L'on ne saurait surestimer l'importance de la différence qui existe entre ces deux types de rupture par renards. On peut comparer cette différence à celle qui se manifeste entre la rupture d'un ouvrage en bois sous l'effet d'une surcharge imposée à l'un de ses éléments et la rupture d'un même ouvrage à la suite de l'affaiblissement local et progressif que subit l'un de ses éléments du fait de l'activité des termites. Les conditions qui déterminent les ruptures du premier type sont subordonnées aux lois de la mécanique appliquée, tandis que celles qui président aux ruptures du deuxième type sortent largement du cadre de la théorie et des essais sur modèles.

### MÉTHODES DE PRÉVENTION DES RENARDS

Les exigences minima qui doivent être satisfaites pour la fondation d'un barrage sur terrain perméable sont que le coefficient de sécurité à la rupture en sous-œuvre sous la pression d'infiltration soit au moins égal à 3. Ce coefficient de sécurité peut être déterminé à l'aide de la théorie des pressions d'infiltration. Toutefois, le coefficient réel de sécurité par rapport à la rupture peut fort bien être inférieur à l'unité si des dispositions convenables ne sont pas prises pour éviter l'érosion en sous-œuvre. Ces dispositions peuvent ne découler ni de considérations statiques ni de considérations hydrauliques. Elles n'en présentent pas moins un caractère tout aussi vital que celles qui sont destinées à assurer la protection des éléments d'un ouvrage en bois contre la pourriture ou contre les attaques des termites.

L'un des moyens dont on dispose pour empêcher l'érosion en sous-œuvre consiste à réduire le gradient hydraulique moyen le long de la " ligne de cheminement " à une valeur assez faible pour qu'aucune érosion ne puisse se manifester. Pour atteindre ce but, on calcule la fondation d'après la règle empirique de Bligh ou d'après une règle équivalente, telle que la règle du " cheminement équilibré " de Lane. C'est un procédé qui peut être comparé à celui qui consisterait à donner à un ouvrage en bois une résistance telle qu'il puisse supporter une destruction partielle des poutres par les termites ou la pourriture. Il serait difficile de considérer un tel procédé comme économique et les observations qui ont été faites sur la digue de l'Aar (31) montrent qu'il n'est même pas absolument sûr. Bien qu'il soit encore très largement employé, il semble qu'aucun des barrages qui sont décrits dans les rapports sur la question 10 n'ait été conçu de cette manière.

Une deuxième possibilité consiste à empêcher l'entraînement des particules du sol au-dessous de l'ouvrage. Trois procédés différents s'offrent. L'un d'eux comporte la construction d'un parafouille empêchant la formation de passages continus de l'aval du barrage, par le sol de fondation, jusqu'au réservoir. Un deuxième procédé consiste à garnir les zones dans lesquelles des sources peuvent se former avec une couche filtrante. Cette couche est établie de telle sorte qu'elle arrête toutes les particules de sol sans entraver le débit des eaux d'infiltration. Un troisième procédé consiste à drainer les eaux d'infiltration à l'aide d'une série de puits filtrants, qui empêchent la formation de sources en surface.

Le premier procédé impliquant la construction d'un parafouille, présente le double avantage d'empêcher la formation des sources et de réduire les pertes d'eau dues à l'infiltration. Il est donc particulièrement intéressant pour les barrages que l'on édifie sur sols de haute perméabilité. Les couches filtrantes du deuxième procédé n'exercent aucune influence sur l'écoulement et le débit des eaux. Les puits filtrants du troisième procédé font intervenir

à la fois une augmentation du gradient hydraulique moyen et du débit. Néanmoins, ces deux derniers procédés accroissent considérablement la hauteur critique de charge.

Pour la plupart, les contributions à la question 10 traitent de procédés rentrant dans l'une ou l'autre des trois catégories cidessus.

#### PARAFOUILLES OEUVRÉS

Les parafoilles sont constitués par un mur en béton, par une rangée de palplanches ou par une tranchée remplie d'argile. Middlebrooks (51) indique qu'un parafoille en palplanches d'acier établi sur le barrage de Fort Peck a été absolument inefficace, bien que s'étendant depuis la base du noyau jusqu'à la surface d'une couche de schiste presque complètement imperméable. Malgré le parafoille, des cratères marquant la sortie des eaux d'infiltration se sont formés au voisinage du pied du barrage. Pour éviter une évolution fâcheuse, on a établi des puits filtrants.

Suivant Rice et Arthur (51) le Bureau of Reclamation (E.U.) prévoit des filtres même sur les barrages en terre qui comportent un parafoille de quelque type que ce soit, fût-il descendu jusqu'au roc.

#### PARAFOUILLES PAR INJECTION

Des parafoilles réalisés par injection ont été installés avec succès dans des gisements fluvio-glaciaires et dans des gisements fluviaux récents par Mayer (22) et par Gysel et Blatter (31), ainsi que dans une moraine frontale par Mayer (22) et par Ischy (37).

Mayer (22) décrit un rideau injecté qui a pour double fonction d'intercepter les infiltrations du Rhône à travers le sol de fondation, très perméable, des bâtardeaux de fondation d'un barrage réservoir et d'empêcher la destruction des talus de l'excavation, destruction qui pourrait résulter de la formation de renards. Chaque élément de rideau a été formé par injection de boue d'argile dans deux rangées de trous forés. La boue d'argile a été mélangée avec une petite quantité de verre soluble et d'acide chlorhydrique. Après injection de cette boue d'argile, les vides du terrain entre les deux parois imprégnées d'argile ont été remplis par injection d'un mélange de verre soluble et d'acide chlorhydrique.

Au Lac Noir, l'injection a été employée pour arrêter les fuites et les renards à l'aval d'un barrage qui s'appuie sur une moraine frontale (Mayer, 22, et Ischy, 37). La première injection d'un mélange très visqueux de sable, de ciment et d'argile a été suivie par l'injection d'un mélange d'argile et d'un peu de ciment, puis par l'injection d'une boue d'argile traitée chimiquement et enfin par l'injection d'agents chimiques à l'état liquide. Mayer signale que la boue d'argile traitée chimiquement ne réussit pas elle-même à pénétrer dans les vides d'un sable dont le grain est de moins de 0,2 mm. environ. Seule, l'injection de produits chimiques peut remplir ces vides.

Gysel et Blatter (31) ont traité des sédiments fluvio-glaciaires situés au-dessous de la digue de l'Aar par injection d'une boue d'argile opaline (index de plasticité 34). Cette boue a été mélangée avec un peu de ciment et une petite proportion de produits chimiques non spécifiés. Le rideau ainsi constitué a permis de réduire les fuites à une faible proportion et d'arrêter la formation des renards.

Le traitement chimique de la boue d'argile a pour but d'accentuer les propriétés thixotropiques de l'argile. Gysel et Blatter (31) fournissent des informations spécifiques sur les résultats ainsi obtenus. On a déterminé la

résistance à la pénétration d'une aiguille de Vicat modifiée dans la boue d'argile employée pour les travaux sur la digue de l'Aar; de 1 kg/cm.<sup>2</sup> qu'elle atteignait un ou deux jours après la préparation, elle s'est trouvée portée à environ 10 kg/cm.<sup>2</sup> au bout d'une période de vingt-huit jours.

#### COUCHES FILTRANTES

Les couches filtrantes horizontales sont extrêmement intéressantes dans le cas des sols de fondation assez homogènes. Si le sol de fondation est stratifié, mais si le rapport entre les coefficients moyens de perméabilité en direction horizontale et en direction verticale est inférieur à l'ordre de 100, on peut encore obtenir des résultats satisfaisants en réglant l'épaisseur de la couche filtrante d'après le rapport de perméabilité du sol de fondation. Si ce rapport est supérieur à l'ordre de 100, il est nécessaire de compléter ou de remplacer la couche filtrante horizontale par d'autres dispositifs, tels que les puits filtrants (Middlebrooks, 51). Middlebrooks décrit également un dispositif filtrant incliné qui a été installé sur le Mud Mountain Dam, à la séparation entre le noyau d'argile et le parement de roche, afin d'éviter les effets destructeurs des infiltrations.

Delattre (23) a dû résoudre le problème consistant à empêcher la migration de particules de sol sur une forte pente de sable fin pendant la baisse rapide du niveau de l'eau dans le réservoir créé par la construction du barrage de Génissiat, sur le Rhône. Il a pu réussir en recouvrant la pente d'un revêtement de sable de grain moyen. Ce revêtement a lui-même été protégé contre l'érosion par les vagues à l'aide d'enrochements.

#### PUITS FILTRANTS

Les puits filtrants ont été très largement et très heureusement utilisés par le Génie de l'Armée Américaine. Ils offrent cet avantage que leur efficacité est indépendante de l'aspect de détail de la stratification. De plus, l'installation peut être amorcée avec des puits peu profonds et largement espacés. Si les lectures effectuées sur les puits d'observation indiquent que cette installation initiale est insuffisante, on peut augmenter la profondeur et le nombre des puits, jusqu'à ce que l'efficacité atteinte satisfasse aux exigences (Middlebrooks, 51). L'étude générale de la méthode du puits filtrant est complétée par la description de quelques installations qui fonctionnent avec succès sur les barrages de Sardis, Arkabutla et Fort Peck. Les méthodes à adopter pour l'étude des installations de puits filtrants à réaliser sont résumées par Rice et Arthur (49).

Le drainage par puits filtrants a été également employé conjointement avec l'installation d'un parafouille, sur le Lac Noir (Ischy, 37). A la Traryd Power Plant, la réalisation de puits filtrants a arrêté la formation de renards dus aux infiltrations venant du dessous du revêtement imperméable d'un talus (Werner et Ljung, 18)

#### TRANCHÉES DE DRAINAGE

Les tranchées de drainage peuvent être utilisées avantageusement lorsque la couche supérieure du sol sur lequel repose un barrage de terre est beaucoup moins perméable que les couches sous-jacentes. Des tranchées de drainage ont été pratiquées sous la base des barrages de Mohawk, Fort Supply, Great Salt Plains, Franklin Falls et autres (Middlebrooks, 51). Il est évident que le fond de la tranchée de drainage doit se trouver au niveau ou au-dessous du niveau de la base de la couche supérieure moins perméable et que le rapport

entre les coefficients de perméabilité en direction horizontale et en direction verticale des couches sous-jacentes doit être faible.

#### COMPOSITION DES COUCHES FILTRANTES

Rice et Arthur (49), ainsi que Middlebrooks (51), exposent les règles à suivre pour le choix de la composition des couches filtrantes et mettent en lumière l'importance de leur stricte observation. Les conséquences possibles d'une dérogation aux règles fondamentales de composition des couches filtrantes sont illustrées, par exemple, par le commencement d'une formation de renards à la Traryd Power Plant (Werner et Ljung, 18).

Le recouvrement filtrant décrit par Delattre (23) n'obéit pas aux règles acceptées pour la composition des couches filtrantes. Il donne néanmoins satisfaction. Ceci semble dû aux faits suivants: les couches que recouvre ce revêtement sont relativement uniformes, le gradient hydraulique sous lequel l'eau passe dans le filtre est faible et les points de gradient hydraulique maximum changent sans cesse de position, car ils suivent le mouvement de descente du niveau de l'eau dans le réservoir.

#### REVÊTEMENTS IMPERMÉABLES

On utilise très fréquemment les revêtements imperméables sur le côté amont des barrages, en vue de réduire le gradient hydraulique moyen sous lequel l'eau passe par infiltration depuis le réservoir vers les points de déversement à l'aval. La réduction du gradient hydraulique permet également de diminuer les pertes d'eau dues aux infiltrations et les risques d'affouillement en sous-œuvre.

Le revêtement peut être en béton armé (Coyné, 35), ou en argile (Rice et Arthur, 49; Middlebrooks, 51), ou en tout autre matériau convenable. Les revêtements imperméables sont également employés pour réduire les pertes d'eau sur les côtés des réservoirs. Etant soumis à l'action des vagues, ces revêtements exigent une protection par enrochement ou par toute autre disposition appropriée. Elfman (19) décrit un revêtement qui est destiné à étancher l'affleurement d'une croupe. Werner et Ljung (18) ont recouvert une couche sédimentaire fluvio-glaciaire très perméable et inclinée avec un revêtement en argile protégé par un enrochement.

Quels que soient les matériaux utilisés pour la réalisation d'un revêtement imperméable ou la disposition effective de ce revêtement, la sortie de l'eau qui traverse le sol au-dessous du revêtement doit être garnie d'une couche filtrante, ou bien il faut assurer le drainage de l'eau à l'aide de puits filtrants. Si l'on négligeait cette précaution, il pourrait se produire des renards, en dépit de la faible valeur à laquelle le revêtement imperméable réduit le gradient hydraulique de l'eau qui s'écoule (Werner et Ljung, 18).

#### POSSIBILITÉS DE FORMATION DE RENARDS DANS DES CONDITIONS EXCEPTIONNELLES

Lorsque l'eau s'échappe du réservoir par une zone défectueuse constituée par une roche désagrégée ou lorsque l'ouvrage de retenue est situé au-dessus d'un sol gelé en permanence, on se trouve en présence de conditions exceptionnelles. Pospisil (9) décrit le processus d'obturation d'une zone défectueuse étroite, dans le gneiss et le micaschiste, à l'aide d'un bouchon en béton et d'une injection de ciment. Ischy (36) expose l'intervention qui a été effectuée sur une formation calcaire gravement disloquée située au-dessous du barrage de Castillon, sur le Verdon. Les fissures les plus larges ont été déga-

gées à la main et remplies de béton. Le reste de la formation a été traité par injection d'un mélange de ciment, de calcaire en poudre et de bentonite. La résistance libre à la compression du mélange injecté est passée de l'ordre de 30 à 40 kg./cm.<sup>2</sup> à sept jours, à l'ordre de 80 kg./cm.<sup>2</sup> à vingt-huit jours. L'étanchement par injection a été complété par l'établissement de puits de drainage en aval du barrage.

Lewin consacre un rapport (66) aux possibilités de construction de barrages-réservoirs dans les conditions arctiques.

#### PROCÉDÉS D'ÉTUDE PRÉALABLE

Les procédés d'étude préalable adoptés par le Bureau of Reclamation des Etats-Unis sont exposés sommairement par Rice et Arthur (49). L'étude est basée sur les résultats d'essais de sol et de sondages. Il faut toutefois noter qu'un barrage peut céder, bien que son étude ait été faite en tenant compte des résultats d'une investigation sérieuse et prudente des conditions de stabilité, faute de satisfaire à deux conditions supplémentaires indépendantes, qui sont les suivantes:

(a) Des dispositions appropriées doivent être prises pour empêcher l'érosion en sous-œuvre. Il n'est pas nécessaire que ces dispositions aient un caractère statique ou hydraulique quelconque, car elles ne constituent pas autre chose que l'équivalent des mesures que l'on peut prendre pour protéger l'acier contre la corrosion ou le bois contre la décomposition ou l'attaque par les termites.

(b) Les profils géologiques et de perméabilité de l'emplacement du barrage doivent être tout au moins approximativement exacts.

On peut aisément satisfaire à la condition (a) en ayant recours à l'un des procédés mentionnés dans les pages qui précèdent. Il peut être par ailleurs difficile, voire même impossible, de satisfaire à la condition (b), car les informations fournies par les sondages et les essais de sol sont nécessairement incomplets, et certains détails d'ordre géologique présentant une importance capitale peuvent demeurer ignorés. Si les profils de perméabilité ne fournissent pas des informations suffisamment précises sur les variations de la perméabilité des couches à travers lesquelles l'eau doit s'infiltrer pour sortir du réservoir, il peut se faire qu'une érosion souterraine éventuelle soit laissée sans aucun remède.

Etant données les incertitudes qui sont inévitablement liées à l'utilisation des résultats de l'exploration souterraine, il est maintenant de pratique générale de contrôler les prévisions concernant l'infiltration en procédant à des observations au cours de la construction et après son achèvement.

#### TECHNIQUE DES OBSERVATIONS SUR LES OUVRAGES

Les moyens les plus efficaces dont on dispose pour obtenir des informations sur le rôle que jouent les parafouilles, les filtres et les revêtements imperméables ou masques dans la lutte contre les infiltrations sont, d'une manière générale, les puits dits d'observation et, dans les fondations de faible perméabilité, les indicateurs piézométriques associés à des jauges d'efforts.

De nombreux puits d'observation ont été ménagés sur le barrage de la Traryd Power Plant (Werner et Ljung, 18), dans l'esker Nämforsen (Elfman, 19) et dans la moraine frontale du Lac Noir (Ischy, 37). Les indicateurs piézométriques associés avec des jauges de pression sont largement employés par le Bureau of Reclamation des Etats-Unis. Suivant Rice et



Arthur (49), tous les grands barrages en terre construits par le Bureau of Reclamation depuis 1934 sont équipés avec installations piézométriques.

Gysel et Blatter (31) décrivent un procédé pour la détermination des variations de la perméabilité du sous-sol, en direction verticale, à l'aide d'essais de pression d'eau sur trous de sonde. Sur la digue de l'Aar, la localisation des filets d'eau allant du réservoir jusqu'au pied de la digue a été effectuée à l'aide d'essais de coloration.

#### POINTS DE DISCUSSION

1. Choix et préparation des argiles pour injections.
2. Technique des injections d'argile.
3. Durée utile des puits filtrants dans les roches décomposées et dans les sols envasés.
4. Obstruction des puits filtrants par les précipitations chimiques et moyens de la prévoir.
5. Caractéristiques que doivent présenter les matériaux destinés à la construction des masques d'argile et méthodes pour la réalisation de ces masques.
6. Conception et disposition des puits d'observation.

#### LISTES DES RAPPORTS INDIVIDUELS

1. PRESCOTT HILL, Grande-Bretagne. Erosion dans, ou sous, les structures formant retenue pour l'eau.
4. ZAKI et LELIAVSKY, Egypte. Les affouillements en aval des barrages comme facteur dans l'étude des coefficients de sécurité contre la formation des renards.
9. POSPISIL, Tchécoslovaquie. Dispositions les plus récentes pour empêcher la formation des renards.
10. BAZANT, Tchécoslovaquie. Hauteur critique pour le renard sous les barrages.
18. WERNER et LJUNG, Suède. Moyens de traitement des renards du barrage de Traryd.
19. ELFMAN, Suède. Etanchement des infiltrations dans une croupe de gravier à Nämforsen.
22. MAYER, France. Dispositions les plus récentes pour empêcher la formation des renards.
23. DELATRE, France. Dispositions pour empêcher la formation des renards.
31. GYSEL et BLATTER, Suisse. Etanchement de renards par injection d'un gel d'argile à la digue de l'Aar de l'usine hydroélectrique de Ruppertswill-Auenstein.
35. A. COYNE, France. Fondation d'un barrage sur alluvion.— Le barrage du Laurenti.
36. ISCHY, France. Barrage de Castillon.—Lutte contre les érosions souterraines.
37. ISCHY, France. Digue du Lac Noir.—Lutte contre les érosions souterraines.
49. RICE et ARTHUR, U.S.A. Les dernières méthodes mises au point pour éviter les chemins d'infiltration ou les renards dans les barrages.
51. MIDDLEBROOKS, U.S.A. Le contrôle des infiltrations dans les grands barrages en terre.
66. LEWIN, U.S.A. Prévention des infiltrations sous barrages construits sur terrain gelé en permanence, et considérations générales relatives au dessin et à la construction de tels barrages.

## EROSION WITHIN OR BENEATH WATER-RETAINING STRUCTURES\*

H. PRESCOTT HILL

*M.Inst.C.E., Great Britain*

What is thus colloquially termed "piping" may be described as an effect caused primarily by the percolation of water through material which is liable to be injuriously affected by saturation and displaced by erosion, the practical result being that the weakest places in foundations or dams are apt to be found out and sapped by such water which, in order to make for itself an adequate outlet, forms, by its energy, tubular channels through which it flows in a manner which may lead in time to the ultimate failure of a structure.

It is a contingency which is likely to arise more particularly where a water-retaining structure is either founded upon drift, as distinct from solid strata, or is composed of permeable material of which either the extent of the mass or the uniformity of consistency may leave something to be desired.

Where such a structure is founded upon impermeable ground, be it solid strata or otherwise, and is provided with a correspondingly impermeable septum, such as a concrete or puddle corewall, the contingency is practically non-existent, although the author has had experience of one instance where leakage from a reservoir succeeded in finding its way round the end of a puddle-filled trench, and in so doing made for itself a tubular channel or "pipe" by eroding the clay just where it impinged on the line of one of the beds of fissured rock in the strata forming the sides.

In many parts of the world, however, where the provision of water-retaining structures is required, the available foundations often consist of nothing but drift which overlies the solid strata to such a depth as to place them out of reach, whilst in those cases where the construction of an earth-work dam is involved, the material available for the purpose may be far from impermeable or even particularly stable when exposed to the influence of water.

\*Erosion dans, ou sous, les structures formant retenue pour l'eau.

Under those circumstances percolation, and the contingencies attaching to it, have to be faced, including those relating to "piping", for the prevention of which precautions have to be evolved accordingly, due advantage being taken of any local conditions which are likely to be conducive towards the attainment of the end in view.

In Great Britain, foundations and materials suitable for the making of water-retaining structures are seldom unprocurable and as almost every dam thus constructed during the last 100 years, whether of concrete or earthwork, is in itself, as distinct from its surroundings, practically watertight, the need for the adoption of means to prevent "piping" does not arise.

Where percolation is to be foreseen it is, of course, essential that the utmost precautions should be taken to ensure that the water shall be so "wire-drawn" during its passage beneath or through a structure that practically all its energy is dissipated before it can find an outlet, since otherwise erosion giving rise to "piping" or movement of some kind would be almost certain to ensue.

In the case of massive structure of which the extent and the substance, including that of the foundation, are uniformly compatible with the object in view, any percolation taking place would naturally, of course, be duly retarded by friction during the passage of the water through the distance to be traversed before reaching an outlet. The gradient of the line representing the uppermost limit of the zone of saturation would then, probably, be so attenuated that whatever risk of damage by leakage there might have been would be correspondingly mitigated, owing to the moderating influence thus exercised, by friction, upon the velocity of any water making its appearance at the outside margin of the dam.

On the other hand, that type of structure may not be appropriate in some instances, and endeavours may consequently have to be made to reach the same objective by other devices.

Amongst these the provision of sheet piling and extensive areas of concrete aprons have been not infrequently adopted as means for preventing water from doing damage when travelling under the foundations of water-retaining structures, and that the method seems to have been sufficiently justified by the result is shown by the fact that this type of design has been repeated.

Another means to the same end has been authoritatively recommended in the form of a filter with drains, interposed on the surface of the ground between the foundation and the structure above it, for the purpose of preventing water passing upwards from the underlying drift and carrying with it anything which might, in the absence of such a provision, be evacuated during the formation of "pipes".

Whether such a system will function permanently, with an efficiency equal to that produced by experiment, it is as yet somewhat early to determine, but everyone knows what is apt to happen when filters become choked, in course of time, and the tendency of rising pressures to find out unsuspected weaknesses.

The conclusion of the whole matter, so far as present knowledge permits, seems to point to the fact that the engineer concerned, knowing the principles involved, the local conditions, and the various alternatives at his disposal for meeting them, must remain the best judge as to which of them in his case is the most expedient, and is likely to secure a really successful result at a minimum of cost, because sites and materials are apt to vary so

widely that it would serve no useful purpose, but rather the reverse, to attempt to formulate expedients as standards for general application, especially in those instances where such sites and materials may be either unique or very far from what is to be desired.

### S U M M A R Y

“Piping” is a technical term applicable to the tubular passages which are apt to form in material deposited either by nature or by man, when subjected to the influence of percolation by water under pressure.

Such deposited material may be alluvium or the like in the bed of a valley, or the earthwork of a reservoir embankment spanning it.

If through lack of uniformity, or mass, water from a reservoir can find its way through such deposited material too readily, the hydraulic energy is not sufficiently “wiredrawn” as to be innocuous, with the result that erosion is apt to take place along whatever course the water follows.

The natural tendencies thus briefly described can only be overcome by adequacy in design, and uniformity not only of the quality but also in the use of the material employed, so that the hydraulic gradient between the water in the reservoir and the point where it regains its freedom, after passing through the intervening ground or earthwork, shall be so gradual that in the end the velocity of the afflux will be so low as to be practically negligible.

Experienced engineers, thoroughly acquainted with the principles involved, are in consequence alive to the precautions against “piping” which should be taken according to the circumstances peculiar to each situation, and it would, therefore, be somewhat presumptuous for anyone to formulate, in advance, precise directions as to exactly what form these precautions should take without knowledge of all the facts.

The same remark applies with even greater emphasis to those cases where trouble through “piping” may have already arisen, and where some remedial measures are needed to overcome it.

### R É S U M É

On désigne sous le nom de “renards” les cheminements que l'eau peut créer à travers des matériaux déposés naturellement ou artificiellement lorsqu'elle s'y infiltre sous une certaine pression.

Les matériaux en question peuvent être aussi bien de l'alluvion ou une formation analogue dans le lit d'une rivière, que le barrage en terre d'un réservoir d'eau. Si, par un manque d'homogénéité ou de masse, un tel matériau laisse à l'eau le moyen de trouver un passage le long duquel l'énergie hydraulique dissipée n'est pas assez “étirée en longueur” pour être inoffensive, l'érosion peut se produire le long de tel chemin qui a été suivi par l'eau.

On s'oppose aux tendances naturelles ainsi résumées par un choix adéquat de tracés et de l'homogénéité du matériau mettant en jeu non seulement sa qualité, mais aussi sa mise en œuvre: le quotient hydraulique

entre l'eau dans le réservoir et sa sortie à l'air libre doit rester assez faible pour que les vitesses restent pratiquement négligeables.

Les ingénieurs expérimentés, bien au courant des principes en cause, sont, en conséquence, bien alertés sur les précautions à prendre contre la formation de "renards", lesquelles dépendent des circonstances particulières à chaque espèce, et il serait par suite quelque peu présomptueux de formuler d'avance des indications précises sur la forme exacte des précautions à prendre avant de connaître toutes les circonstances des cas particuliers.

La même remarque s'applique, avec encore plus de force, aux cas où des "renards" se sont déjà formés et où des remèdes sont nécessaires pour en venir à bout.

QUESTION N° 10

ZAKI BEY ET  
LELIAVSKY BEY

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

**TAIL-EROSION AS A FACTOR AFFECTING  
THE SAFETY COEFFICIENT AGAINST PIPING\***

HASSAN ZAKI BEY

Ph.D., M.Inst.C.E.

*General Inspector of Irrigation, Upper Egypt*

and

SERGE LELIAVSKY BEY

Ph.D., M.Inst.C.E., M.A.S.C.E.

*Director, Designing Service, Reservoirs and Nile Barrages*

The river bed downstream one of the newly built Nile Barrages having been badly scoured by the action of the water issuing from the vents, the question was raised whether this might eventually affect the safety of the foundations. Figs. 1 and 2 are abstracted from an original investigation on the subject.

It will be realized, in this connection, that tail-erosion of this nature — though possibly not as serious as in the case quoted — is by no means an infrequent occurrence on the Egyptian Irrigation System. It was, consequently, believed of some interest to consider the basic issues involved, in a rather generalized analysis of the problem. The same standardized type of barrage was, therefore, investigated in a set of comparative calculations, from among which the two figures, under review, were abstracted. The "circle method" invented by Dr. Leliavsky Bey for drawing flow-net diagrams<sup>1</sup> was used.

The river channel was assumed to remain in its natural condition in one case (see FIG 1), and heavily eroded in the other (see Fig. 2).

\*Les affouillements en aval des barrages comme facteur dans l'étude des coefficients de sécurité contre la formation des renards.

1. This is an improvement of the well-known graphical solution of Prof. Forchheimer, in which rather the nebulous conception of the "curvilinear square" is replaced by a circle. The "square" is then a combination of four curves tangent of the circle. See Civil Engineering, June 1947, p. 59.

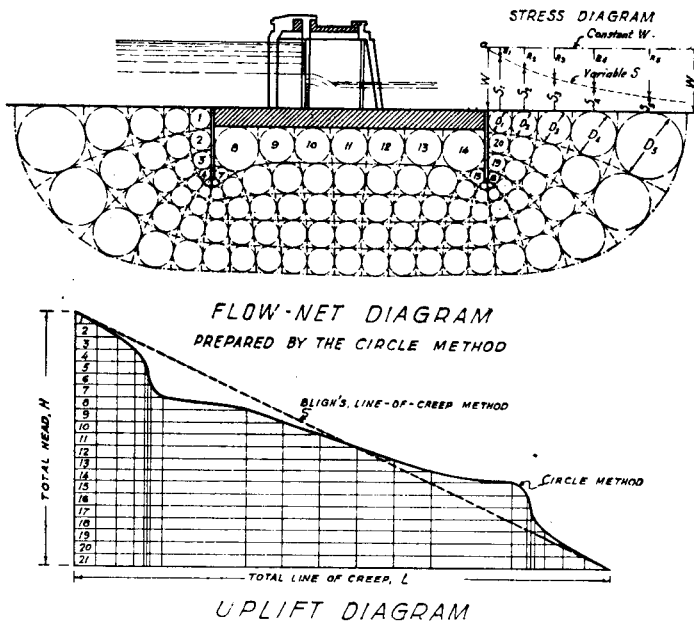


FIG. 1.

The equilibrium of the granular material forming the river channel was investigated in both cases by stress diagrams, the disturbing factor being the hydraulic force ( $S$  in the drawing) exerted by the filtering water upon the particles of the soil.

Terzaghi calculates this force, per unit volume of the permeable material, as the hydraulic slope, or "exit gradient" according to latest terminology, multiplied by the specific weight of the water. The opposing force, which tends to keep the soil in equilibrium, is its specific weight,  $W$  (due account being taken of the buoyancy factor).

The analysis of stability based upon these forces — though developed from sound mechanical principles and fully supported by specific laboratory practice — is nevertheless somewhat handicapped by the fact that the ratio of these forces instead of being one-to-one as theory would have it, is found in practice to be about one-to-fifteen, in so far at least as Egyptian practice is concerned.<sup>1</sup>

A plausible physical explanation of such a very large difference might not be an easy matter to deal with satisfactorily; still, should this high numerical difference be accepted as such and considered as a safety margin covering the geophysical non-homogeneity of the material, the temperature effect on the viscosity of the water and the geometrical irregularity of the channel, a workable design-principle can be arrived at.

For instance, in Figs. 1 and 2, the coefficient 15 is introduced into the calculation of the force  $S$ , and this leads to quite a reasonable result, consistent, generally, with the mechanics of the interdependence between erosion and piping-danger.

1. The coefficient recommended by Mr. R. B. Khosla in "Design of Weirs on Permeable Foundations" is 6, but in an example which is worked in p. 135 of this book, the width of the floor, calculated according to this coefficient, is increased by about 50 per cent.

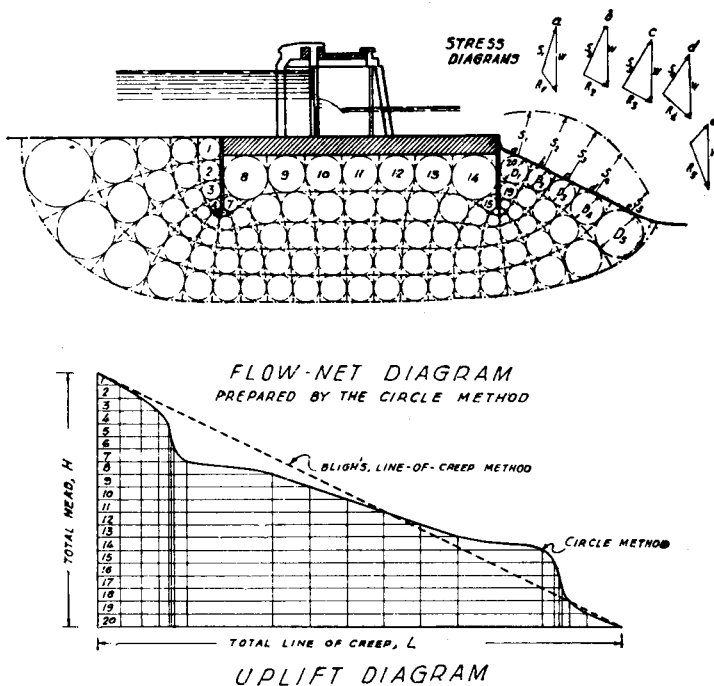


FIG. 2.

The force  $S$  is then expressed by the simple equation:

$$S = C\gamma \frac{H}{ND}$$

where  $C$  = safety coefficient, 15, in our case

$\gamma$  = specific weight of water

$H$  = head

$N$  = number of divisions, i.e. 20 and 21 respectively in Figs. 1 and 2

$D$  = diameter of the last circle in the diagram, tangent to the downstream channel bed.

The force  $W$  is the specific weight of the granular material submerged in water. In metric units it averages to 1.0 (i.e. one ton per cubic metre). Khosla (loc. cit.) gives values varying from 0.7 to 1.4.

In the first diagram all the exit forces are vertical and the resultant,  $R$ , of  $S$  and  $W$  is directed downwards; stable equilibrium is, therefore, unquestionable. In the second drawing, however, the same resultant in the points  $b$  and  $c$  is parallel to the line of the slope, which means that the particles being in a state of suspension in the water will begin moving downwards, towards the centre of the scour-hole.

Once sand removal begins, the rest will gradually follow, and piping (or fountain) failure will occur almost at once, for the flow of water through the voids created by the movement of the soil, instead of being "percolation" as it had been before, will henceforth be converted into "torrential flow", possessing a very high erosive power.



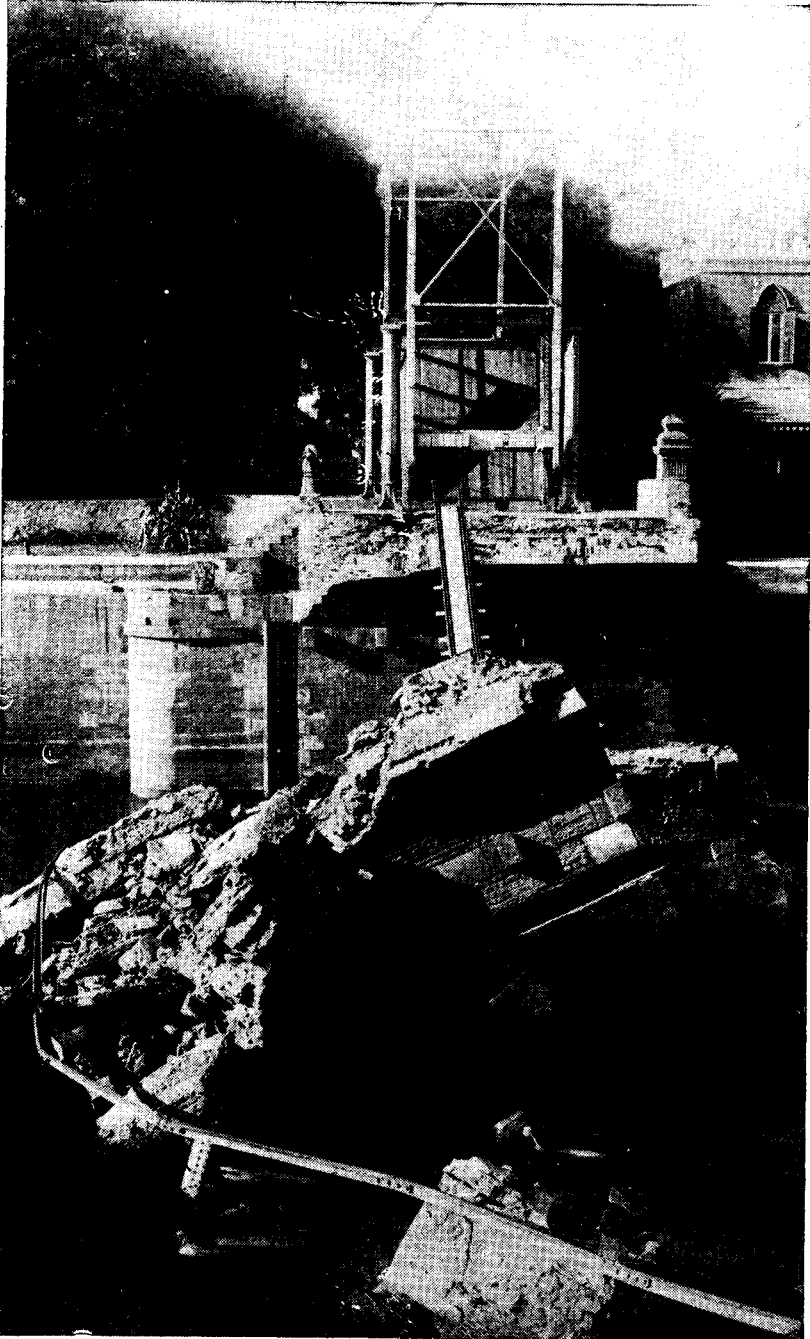


FIG. 3.

This result is recommended to the attention of both the maintenance engineer and the designer.

From the standpoint of maintenance it is important to realize that though a dam may have for many years been safe against undermining, this does not necessarily mean that it will continue doing so in the future; for, should a scour-hole develop or aggravate in the tail-race region of the channel, the mechanical conditions of the soil stability might be reversed and piping failure can then occur.

That this is not a purely academical speculation but a very real contingency, might be seen from the failure of the Rayah Menufi Head Intake (see photo in FIG. 3, which was taken on the date of the failure).

This regulator was originally built about 1850, remodelled in 1887, and stood without showing any noticeable signs of weakness until 1910, when it suddenly collapsed; all the masonry work being reduced to a mass of fragments within an hour or so from the moment when the "boiling" of the water on the downstream side of the regulator was first observed.

The prime cause of this failure is usually attributed to insufficiently tight sheet piling, but the significant fact about it was that it occurred under a smaller head than that which was imposed on the regulator on earlier occasions. Another physical agency must have, therefore, developed on the date of failure causing the conditions of stability of the soil to be suddenly worsened and this could have only been erosion.

The object lesson to be learned from this failure tends to lay stress on the importance of periodic soundings in the downstream channel as an essential element in the maintenance routine for all works built on rivers and canals of some size.

The point, however, is not only to take the soundings; for this, it appears, had regularly been done at the Menufia Regulator after the subsidence of every flood when the scour was at its maximum. But also, and mainly, it is essential to correctly interpret the soundings thus recorded; which, at the time when the failure of the regulator took place, was not possible for the simple reason that the mechanical criterion of soil stability was then unknown.

Even in recent years the application of this criterion met with considerable difficulties, for it necessarily involved the computation of flow lines which lacked in precision of drawn free-hand, and were a too involved operation for practical life, if precise mathematical methods were to be used.

It is, therefore, believed that the circle method, exemplified in Figs. 1 and 2, may possibly help in facilitating the analysis of the interrelation between erosion and seepage flow.

We have, so far, considered the problem from the standpoint of the maintenance only. We will now show that it reflects on the design procedure as well. It will be remembered, in this connection, that there was quite recently a very definite tendency towards dispensing with the downstream lines of the sheet pilings, for their effect upon the general characteristics of seepage flow beneath dam foundations was believed to be considerably less important than that of the upstream pilings.

Curiously enough, this tendency was the result of a clash between two theories, or, more exactly, between two different interpretations of the same theory.

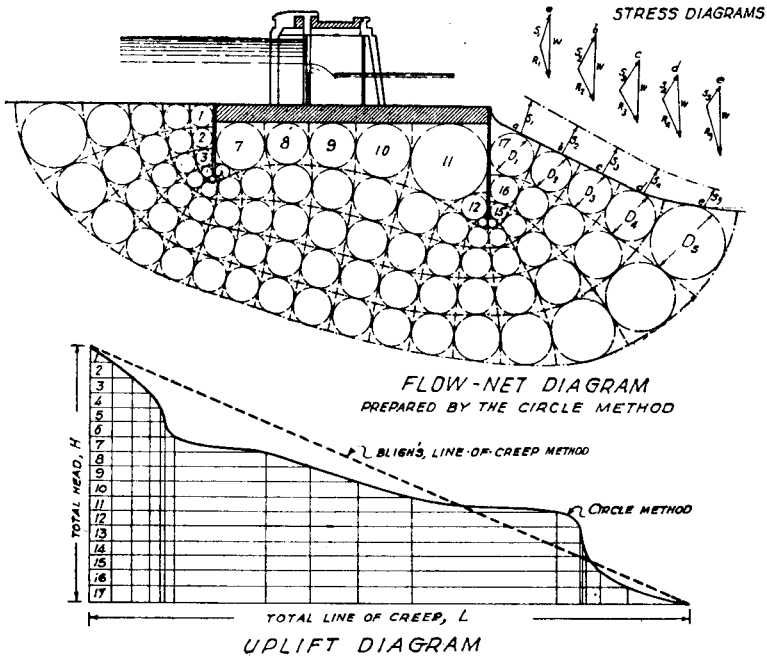


FIG. 4.

By about 1910 Bligh's creep-line theory became generally known<sup>1</sup> and by 1920 almost universally adopted, but in the following years much new material about seepage in previous foundations was brought to light, chiefly by Terzaghi and Pavlovsky.

The former's work was an independent and self-contained solution comprising both a method of stream-line computation — based, partly, upon Forchheimer's results — and an original criterion of stability, which, in a slightly modified form, we have applied in Figs. 1, 2 and 4.

On the other hand, Pavlovsky's contribution while far more complete in regard to the stream-line theory as such contained no new criterion; and, therefore, in applying this theory to practice designers continued to use Bligh's coefficients as a safety criterion. This combination of rational analysis with empiricism led to several inconsistent results; one of which was to underestimate the importance of the downstream line of sheet piling.<sup>2</sup> In fact, since, according to the new theory, by far the largest part of the head had been taken by the upstream piling, it appeared that the only effect produced by the addition of the downstream piling was to increase the intensity of the uplift pressure on the floor, without materially affecting the creep line. This piling appeared, therefore, not only useless but even undesirable.

How very wrong was this opinion may be seen from Fig. 4, in which we have the same barrage as in Fig. 2, but with a much deeper downstream piling. Applying again the circle method for drawing the stream-lines, we

1. First published in 1908.

2. This tendency was particularly obvious in several papers read before the International Navigation Congress in Venice, in 1931.

find that the resultant  $R$  is in this case safe, in spite of the fact that the profile of the scour-hole is the same as in Fig. 2.

Had there been no coefficient of safety included in the calculation of the force  $R$ , the fact alone that this force was directed inwards (with respect to the soil surface) would not have sufficed to ensure stability; for there might have still been a potential danger that, owing to lateral expansion, the soil particles might start moving at right angles to the direction of the force,<sup>1</sup> that is, parallel to the line of slope. To prevent such a movement to occur the inner angle between the natural (that is, non-magnified) force  $R$ , and the surface slope, must not be less than a certain safe minimum, depending on the capacity of the soil to resist against sliding movements ("angle of repose"). This makes the result of the calculation dependent on the nature of the granular material.

The safety factor 15, which is here introduced in the calculation of  $S$ , is believed to cover inter alia all considerations regarding lateral expansion. Thus the calculation will be safe provided the resultant  $R$  magnified in that manner is directed slightly inwards (as shown in FIG. 4). But under other conditions, a different coefficient might possibly be used, depending, chiefly, on the size of the earth particles.

In comparing Figs. 2 and 4 it will be seen that the depth of the downstream sheet piling, required to neutralize the effect of the scour-hole on the piping failure, depends on the depth of the scour-hole itself.

We thus arrive at the apparently paradoxical, but quite true, conclusion, that the various devices, used by modern hydraulic designers to reduce the depth of the downstream scour, are also effective as a measure against potential piping failure.

In particular it is found under Egyptian conditions that a combination of a lip-wall, placed some distance upstream of the end of the solid apron with a baffle-weir close to the gates, constitutes the best remedy against deep erosion. This solution has given excellent results during the re-modelling of Assiul Barrage and in frequent other instances.

#### S U M M A R Y

Tail-erosion is very frequent on dams, weirs and barrages built on alluvial river channels.

In estimating the safety factor of a design, such erosion may have to be taken into account, first, as constituting in itself a potential danger for the foundations ("undermining"), and secondly, as an additional circumstance accelerating or aggravating the intensity and effect of percolation beneath the foundation ("piping").

The first point is obvious; the second forms the main subject of this paper.

The analysis of the underground flow is based on the "circle method" invented by Dr. S. Leliavsky Bey for the computation of flow-net diagrams.

In this method the "curvilinear" or "approximate" squares of Forchheimer's solution are replaced by circles.

1. Cf. TERZAGHI: "Erdbaumechanik", p. 371.

Once a flow net is thus computed, the force representing the effect of percolating water on the granular material forming the foundation of a barrage, is estimated, according to a principle suggested by Prof. Terzaghi, by means of the formula:

$$S = C\gamma \frac{H}{ND}$$

where S is the force per unit volume of material,

$\gamma$  = specific gravity of water,

C = safety coefficient (about 15),

H = head,

N = number of divisions (circles) in a flow net,

D = diameter of the last circle of the flow net.

The direction of the force S is determined by the slope of the stream lines. In addition to S, the weight of the material W, is also taken into account.

Using this method it is shown in the paper that downstream scour aggravates the possibilities of piping failure.

A practical instance is cited (failure of the old Menufia Head intake) in which scour is believed to have contributed to the formation of "piping".

It follows, therefore, that methods used for reducing tail-erosion, on the one hand, and a deep downstream cut-off, on the other, are both effective in preventing piping failure from occurring.

## R É S U M É

Les affouillements, en aval de différents types de barrages construits sur des rivières à fond mobile, sont observés fort fréquemment.

Dans l'étude du coefficient de sécurité d'une fondation de ce genre, on tiendra compte des affouillements, d'une part, comme présentant un danger direct (déchaussement du pied aval du radier), et d'autre part, comme une circonstance additionnelle, pouvant accélérer et aggraver l'intensité et l'action nuisible des infiltrations dans le sol sous le radier ("renard").

Le danger direct des affouillements est évident. Leur effet sur le régime des infiltrations forme le sujet principal de ce rapport.

L'analyse de ce régime est basée sur la méthode dite "du cercle" inventée par le Dr. S. Leliavsky Bey pour la construction de diagrammes représentatifs du mouvement laminaire (trajectoires et lignes équipotentielles).

Dans cette méthode le carré approximatif de la solution Forchheimer est remplacé par un cercle. Les Fig. 1, 2 et 4 du rapport donnent des exemples de la solution nouvelle.

Une fois le diagramme ainsi constitué, la force déterminant l'effet de l'eau d'infiltration sur le sol granulé sous le radier, est calculé, d'après un principe dû au Professeur Terzaghi, par la formule:

$$S = C\gamma \frac{H}{ND}$$

Où S représente ladite force par unité de volume du sol,

- $\gamma$  = le poids spécifique de l'eau,
- C = un coefficient de sécurité (15),
- H = la chute totale,
- N = nombre de divisions ( cercles ) du diagramme,
- D = diamètre du dernier cercle.

La direction de la force S est donnée par la pente des trajectoires. A part cette force on fera entrer en ligne de compte le poids propre de la matière granulée ( W dans les diagrammes annexés au rapport ).

Par cette méthode il est démontré que les affouillements en aval du radier augmentent les possibilités d'une rupture par " renards " ( comparer la FIG. 2 au diagramme de la FIG. 1 ).

Un cas pratique d'une pareille rupture est cité dans le rapport ( voir FIG. 3 ).

Il s'ensuit que les méthodes modernes employées pour réduire les affouillements, d'une part, et les palplanches profondes placées du côté aval du radier ( voir FIG. 4 ), d'autre part, sont des moyens efficaces pour protéger les fondations d'un barrage contre la rupture par " renards ".



QUESTION N° 10

POSPISIL

TCHÉCOSLOVAQUIE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

DISPOSITIONS LES PLUS RÉCENTES POUR EMPÊCHER LA  
FORMATION DES RENARDS\*

JOSEPH POSPISIL

*Ingénieur, Conseiller supérieur de section au Ministère technique Prague*

En Tchécoslovaquie, on construit un barrage en maçonnerie de 1932 à 1938 sur la rivière de Divoka Orlice près de Pastviny. Le barrage a pour but: l'utilisation de la force hydraulique dans une usine hydro-électrique, la protection de la vallée en aval du barrage contre les inondations, l'alimentation en eau pour les irrigations et l'amélioration des débits en aval du barrage en temps de sécheresse ( Fig. 1 ).

Le barrage est du type-poids. Voici ses dimensions et ses données caractéristiques:

volume de la retenue .....	11 millions de m. <sup>3</sup>
bassin versant .....	182 km. <sup>2</sup>
surface inondée .....	113 ha
débit moyen .....	4,2 m. <sup>3</sup> /sec.
débit minimum observé .....	0,25 m. <sup>3</sup> /sec.
débit moyen annuel .....	133 millions de m. <sup>3</sup>
hauteur du barrage au-dessus du fond de la vallée .....	34, 65 m.
hauteur maximum du barrage au-dessus de la fondation .....	41,00 m.
épaisseur du couronnement .....	5,00 m.
épaisseur du barrage à la base .....	30,00 m.
rayon de la courbe .....	300 m.
longueur du mur au couronnement .....	193 m.
le déversoir libre est aménagé pour un débit de .....	190 m. <sup>3</sup> /sec.
vidange de fond: 2 tuyaux 1.400 mm. ....	63 m. <sup>3</sup> /sec.
volume des maçonneries du barrage, env. ....	73.000 m. <sup>3</sup>

Ci-après, les données principales de l'usine:

L'usine est aménagée pour faire face aux pointes de consommation d'énergie en emmagasinant par refoulement de l'eau dans la retenue pendant les heures creuses.

---

\*Newest methods for the prevention of defects caused by the penetration of water under the foundations of a dam.



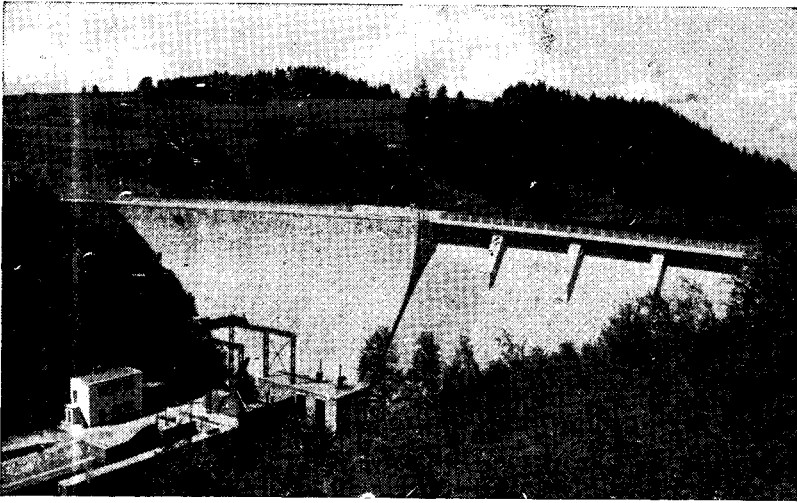


FIG. 1 — Barrage de Pastviny. Vue générale.  
View of the dam near Pastviny

Le bassin de compensation a un volume de .....	220.000 m. <sup>3</sup>
Débit installé .....	12 m. <sup>3</sup> /sec.
Capacité d'absorption de la turbine Francis .....	12 m. <sup>3</sup> /sec.

La turbine, le générateur et la pompe sont disposés sur un axe commun :

Chute maximum.....	28 m.
Puissance installée .....	3.000 kW.
Puissance garantie .....	2.000 kW.
Moyenne théorique de la production an. ....	7 millions de kWh.
Production annuelle effective réalisée au cours des années 1939-1945 .....	6,5 millions kWh.

#### DISPOSITION DU BARRAGE ET DE LA CENTRALE

L'eau peut s'écouler par la vidange de fond constituée par deux tuyaux en fer de 1.400 mm. de diamètre, bétonnés dans le barrage. Ces tuyaux sont, du côté amont, fermés par des robinet-vannes dont le mécanisme de commande se trouve au couronnement du barrage. Des vannes à secteur sont disposées du côté aval. La commande de chaque vanne est à la main et à l'électricité. Le débit de ces tuyaux à pleine ouverture s'élève, pour la charge maximum, à 63 m.<sup>3</sup>/sec. environ. Le barrage dispose de plus pour l'évacuation des plus grandes crues, d'un déversoir libre de 78 m. de longueur dont le débit sous le niveau maximum dans la retenue atteint environ 190 m.<sup>3</sup>/sec. L'eau déverse, pendant les crues, par la rive gauche du barrage où une doucine la conduit dans un bassin d'amortissement. Le barrage proprement dit est du type poids.

Normalement, l'eau arrive, par une conduite d'amenée de 2.500 mm. de diamètre dans l'usine électrique. La turbine Francis de l'usine, d'une puissance de 3.000 kW., a son axe commun avec le générateur et la pompe. La conduite d'amenée sert aussi pour refouler l'eau dans la retenue. La production moyenne d'énergie électrique se monte à 6,5 millions de kWh. par an.

Cette usine est, en Tchécoslovaquie, la première de ce type. Le refoulement de l'eau du bassin de compensation dans le bassin d'accumulation de la retenue principale au moyen de courant de nuit fourni à bas prix par une usine thermique, a pour objet essentiel d'augmenter pendant l'étiage, la puissance garantie de l'usine (2.000 kW.) qui, autrement, ne serait que de 700 kW. environ. Cette disposition a grandement augmenté la valeur de l'usine hydro-électrique tout en permettant une économie extrême dans les dépenses d'établissement de l'ouvrage et de ses machines. La centrale de Pastviny assure spécialement la fourniture de courant de pointe.

L'usine a fait ses preuves après la mise en service.

Une autre particularité de cette usine est le fait qu'on n'a prévu, pour des raisons d'économie, aucun bâtiment pour la salle des machines. Cette disposition cependant, n'a pas soutenu l'épreuve de notre climat. La construction d'un portique était, de toute façon, indispensable pour permettre le déplacement d'un engin de levage, et on fut forcé de construire, après coup, une toiture au-dessus de l'ensemble du groupe. En cas de démontage des installations mécaniques ou électriques, on sera obligé d'enlever cette toiture et de la remettre en place. Après l'expérience ainsi acquise à Pastviny on a renoncé à de telles dispositions pour d'autres usines.

Actuellement, on achève la construction d'une usine hydro-électrique au barrage de compensation à Nekor. C'est une petite usine hydraulique qui utilise la chute du barrage de compensation. Données techniques y relatives:  $H = 4$  m. (moyenne),  $Q = 5$  m.<sup>3</sup>/sec., puissance installée 200 kW., moyenne de la production annuelle 1,2 millions de kWh.

#### CONSTRUCTION DU CORPS DU BARRAGE. MESURES DE SÉCURITÉ

Le sol de fondation est constitué de gneiss et de schiste micacé. Avant le commencement des travaux, la reconnaissance du sol à l'aide de plusieurs sondages a fait ressortir que la roche solide se trouve à des profondeurs de 2 à 8 m. au-dessous du terrain et que la vallée est traversée par une zone de dislocation dont le plan forme un angle de 45° avec l'axe longitudinal du mur du barrage. Cette circonstance a obligé à prendre des précautions pour la fondation du barrage. On décida, avant d'établir le projet d'exécution, de découvrir la roche par une fouille ouverte suivant la direction de la zone de dislocation et, sur une moindre longueur, suivant la direction d'une série de redans projetés pour la rupture de la vitesse, et qui, plus tard, ont été remplacés par une doucine. Il s'agissait avant tout de constater la largeur de la dislocation, de savoir sur quelle profondeur elle régnait et de quels matériaux elle était constituée.

Par ces recherches on a constaté que c'est à l'emplacement du barrage, que la faille est la plus étroite et que celle-ci est constituée par du schiste micacé concassé, localement, mêlé d'argile et de terre, c'est-à-dire par des matériaux perméables. La situation de la faille et de l'axe du barrage sont indiquées à la Fig. 2.

On a constaté, après avoir totalement découvert le sol de fondation, que la largeur de la faille varie de 0,3 à 5 m. Son étendue en profondeur n'était alors pas encore connue.

Après confirmation par l'expert géologue qu'il s'agissait d'une dislocation stabilisée depuis longtemps déjà et où des mouvements nouveaux ne pouvaient se produire, on a, après consultation de l'ingénieur Dr H. E. Gruner, expert de Bâle, décidé d'adopter des mesures techniques de sécurité et de procéder à la construction du barrage.

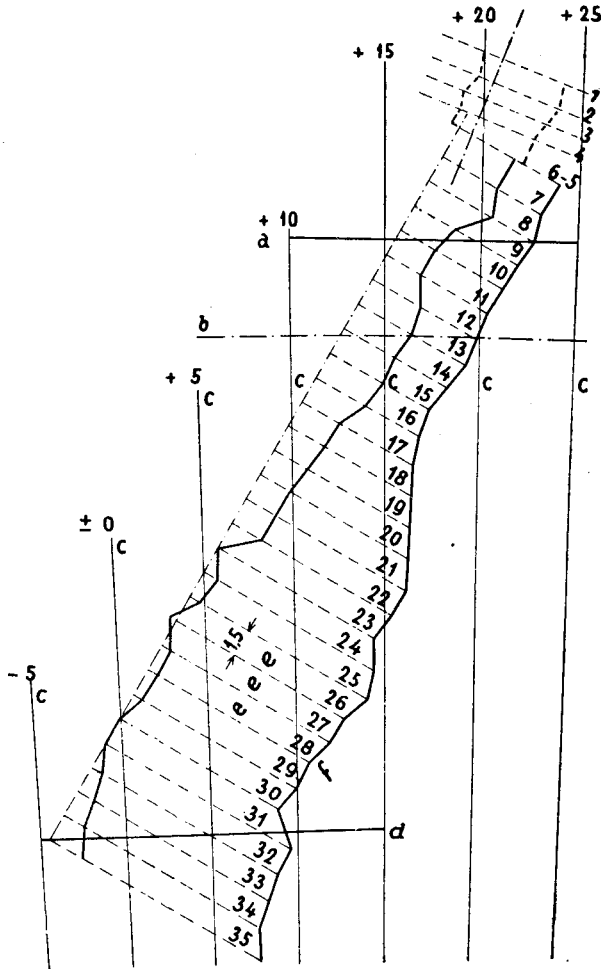


FIG. 2 — Barrage de Pastviny. Plan de la zone de dislocation. (a) Parement amont du barrage. (b) Axe du barrage. (c) Sections transversales du mur du barrage. (d) Parement aval du barrage. (e) Sections transversales de la dislocation. (f) Section de la dislocation à la cote 436,00.

*Dam near Pastviny. The position of the faulty zone. (a) Upstream face of the dam. (b) Axis of the dam. (c) Cross-sections of the dam. (d) Downstream face of the dam. (e) Cross-section of the fault. (f) Cross-section of the fault on El. 436.00.*

D'abord on a enlevé à la main, les matériaux disloqués qui remplissaient la faille dans cette zone. Au-dessous du pied amont du barrage et, à l'endroit le plus étroit de la dislocation, on a fouillé la roche sur une plus grande profondeur, pour assurer, au pied, le maximum possible d'étanchéité, tandis que vers l'aval et dans la partie la plus large de la dislocation, les matériaux furent déblayés jusqu'à la cote 431,00 environ, soit à 5 m. environ au-dessous du sol normal de fondation.

On a trouvé qu'à une plus grande profondeur, la faille se rétrécit à l'endroit le plus étroit et qu'à la cote 420,00 environ, c'est-à-dire à peu près de 16 m. au-dessous de la fondation normale, les surfaces de la roche solide

s'approchent l'une de l'autre, jusqu'à environ 40 cm. Le travail ne pouvant être poussé plus loin dans un espace si étroit, les travaux de déblaiement furent suspendus. Le profil longitudinal de la dislocation tel que l'on fait apparaître les travaux de fouille est reproduit à la Fig. 3.

Outre lesdits travaux de déblaiement, une galerie fut poussée vers l'amont avec un profil initial de 3 × 3m., le fond étant à la cote 427,50, pour se rendre compte du parcours de la dislocation dans cette direction. Lorsqu'il fut constaté que la dislocation s'élargissait vers l'amont de telle sorte qu'à une distance de 4 m. sa largeur dépassait déjà 5 m. et que les matériaux de remplissage se transformaient en roche, on a cessé d'avancer la galerie.

Toutes les fouilles de déblai furent étayées par un robuste boisage. On a épuisé, jour et nuit, l'eau d'infiltration. La Fig. 4 montre des profils typiques de la dislocation.

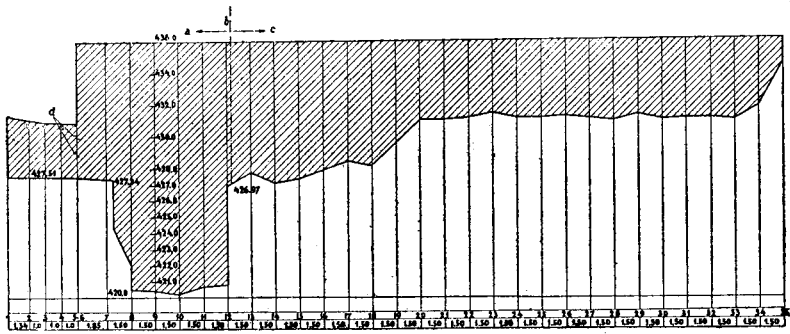


FIG. 3 — Barrage de Pastviny. Coupe longitudinale de la dislocation creusée. (a) Parement amont. (b) Axe du mur. (c) Parement aval. (d) Tôles d'étanchéité en cuivre. (e) Plan de comparaison à la cote 420,00. (f) Numéro de profil. (g) Distance du profil.

*Dam near Pastviny. Longitudinal section of the excavated fault. (a) Upstream side. (b) Axis of the dam. (c) Downstream side. (d) Copper packing sheets. (e) Reference level El. 420.00. (f) Number of section. (g) Distance of the section.*

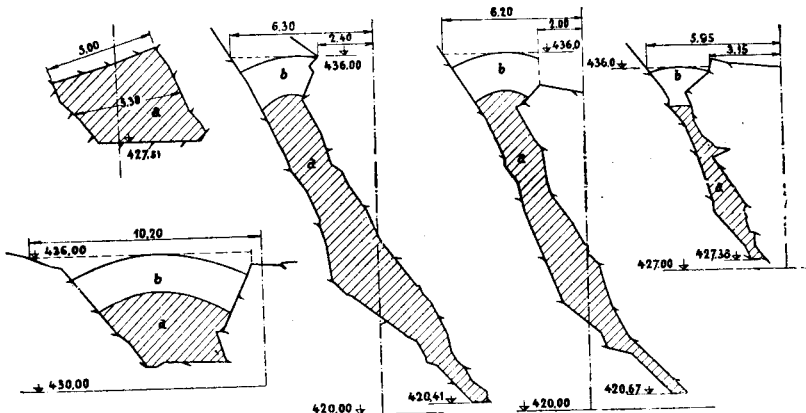


FIG. 4 — Barrage de Pastviny. Profils typiques de la dislocation. (a) Béton de remplissage, dosage 300 kg./m.³. (b) Voûte de clôture du béton de remplissage.

*Dam near Pastviny. Typical cross-section of the fault. (a) Concrete 300 kg./cm.³. (b) Arched ending of the concrete filling the fault.*

## CONSOLIDATION DU SOL DE FONDATION DU BARRAGE

Après avoir terminé les travaux de fouille dans la zone de la dislocation, on a procédé, par les mesures ci-après à son étanchement et consolidation:

(a) A l'endroit le plus profond de la dislocation, à la cote 420 environ, on a foré plusieurs sondages de 6 m. environ de profondeur, pour constater, à une profondeur encore plus grande, la qualité des matériaux de remplissage. Après l'exécution de la première couche de béton, on a injecté ces sondages.

(b) Toutes les fissures et crevasses dans les flancs rocheux de la dislocation furent étanchées à l'aide de fibre d'amiante et l'eau d'infiltration fut recueillie dans le puisard de la pompe.

(c) Les faces de la zone de dislocation furent lavées sous pression, broisées, rendues rugueuses par piquage et revêtues d'un enduit par projection (Torkret).

(d) La fouille fut remplie d'un béton étanche au dosage de 300 kg. de CP par m.<sup>3</sup> de mélange pendant que l'eau était pompée sans arrêt. Le travail de bétonnage fut poursuivi jour et nuit pour éviter la formation de joints de reprise. Au fur et à mesure du bétonnage on enleva le boisage étayant la zone de dislocation.

(e) Pour pouvoir constater la qualité des matériaux et faciliter les travaux d'injection, en fora des trous de sondage de 8 m. de longueur dans le front d'avancement de la galerie vers l'amont de la zone de la dislocation. Le joint de construction entre le béton de la galerie et le béton au-dessous du corps du barrage fut étanché par deux tôles de cuivre disposées l'une sur l'autre.

(f) Pendant le bétonnage, on a placé dans les joints entre le béton et la roche des tubes perforés en fer, par lesquels, après le durcissement du béton, les joints furent injectés avec du ciment de laitier sous une pression de 6 à 8 atm.

(g) Au passage de la faille, le béton se termine par une voûte, dont les retombées s'appuient sur les faces de la dislocation dûment nettoyées, comme il est indiqué dans les coupes. On a ainsi obtenu une transmission uniforme de la pression sur la roche solide.

(h) Autour de la dislocation on a foré des trous de sonde de 8-28 m. de profondeur qui traversent non seulement les fissures et brèches de la roche mais aussi les joints entre la roche et le béton de remplissage. L'étanchéité du sol de fondation fut obtenue par l'injection de ces trous avec du ciment de laitier opérée sous une pression de 6-8 atm.

(ch) En arrière du point le plus profond de la dislocation vers l'aval, on a ménagé un puits d'observation de 80 × 80 cm., par où on peut descendre, après épuisement de l'eau, jusqu'à la fondation et qui facilite les mesures de l'eau s'infiltrant par la zone de dislocation, lorsque la retenue est remplie d'eau. Pour obtenir un plus grand espace de travail, on a sur une hauteur de 2 m., élargi le puits à une section de 120 × 120 cm. De ce puits, on pourra, si le besoin s'en fait sentir, faire des sondages et des injections ( FIG. 5 ).

(i) En différents points de la partie la plus profonde de la dislocation, on a placé trois tubes en fer qui vont jusqu'à la galerie de visite dans le corps du barrage et qui doivent faciliter, après remplissage du barrage, la mesure des sous-pressions à l'aide de manomètres.

(f) Pour qu'il soit possible en cas de besoin après la mise en eau du barrage de percer des trous de sondage et de faire des injections pour assurer l'étan-

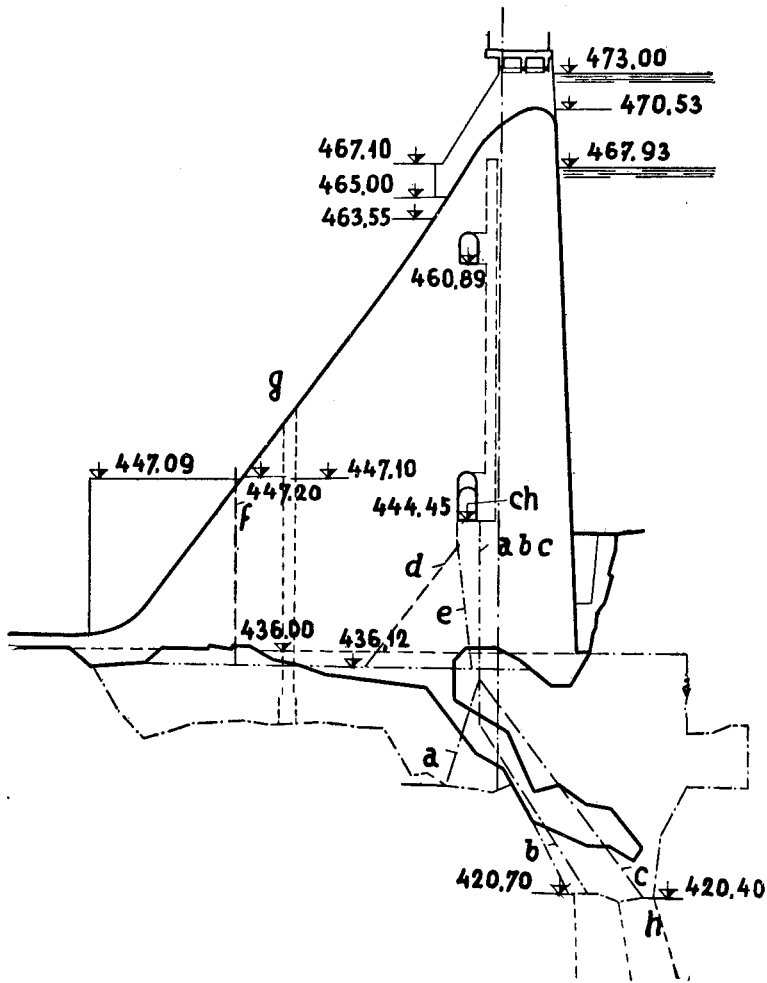


FIG. 5 — Barrage de Pastviny. Section transversale du mur de barrage au profil +15 montrant le creusement de la dislocation. a, b, c, d, e et f, tubes de sous-pression. g, puits enfoncé jusqu'au fond de la dislocation. h, trous de sondage pour les injections. ch, galerie inférieure de révision, élargie.

*Dam near Pastviny. Cross-section of the dam in section +15 showing the excavated faulty zone. a, b, c, d, e and f, uplift pipes. g, observation shaft to the bottom of the fault. h, shaft for grouting. ch, widened lower revision shaft.*

chété de la zone de la dislocation, on a agrandi en largeur et en hauteur la galerie inférieure de visite dans le barrage à l'endroit où elle franchit la faille. Cela permet d'y placer une perforatrice et de démonter et de remonter les forets.

Les travaux sus-mentionnés de sécurité furent exécutés pendant la saison 1934 avec le plus grand soin possible. Les travaux de construction du barrage proprement dit furent poursuivis normalement d'après le programme établi et furent achevés en gros à la fin de 1938.

## RÉSULTATS DES TRAVAUX D'ÉTANCHÉITÉ ET ANCHÉITÉ DU MUR DU BARRAGE

Pendant le remplissage du barrage, on observa que le niveau de la nappe souterraine dans le puits d'observation s'élevait progressivement, du fond de la zone de la dislocation jusqu'à la crête supérieure du puits à la cote 447,10. L'eau commença alors de s'écouler par la rigole collectrice. Le débit de la fuite fut mesuré chaque jour et s'éleva, au début, à 0,012 l/sec. Quand le niveau de l'eau dans la retenue atteignit la cote 467,00, c'est-à-dire sous une pression effective de 19,9 m., on a mesuré, plus tard, 0,008 l/sec. Encore plus tard, le niveau de la retenue étant à la cote 468,50 (pression effective de 21,40) on mesura 0,005 l/sec. En novembre 1939, sous la même pression, le débit d'infiltration n'était que 0,004 l/sec.

Ces observations font ressortir qu'un étanchement automatique se produit probablement par sédimentation du limon fin emporté par l'eau. La sous-pression mesurée dans les tubes a, b, c, s'élevait à 59, 66 et 51 %.

Le corps même du barrage est presque étanche. Le débit d'infiltration total par tous les drainages se monte à 0,1 l/sec. environ, le niveau de retenue étant maintenant constant à la cote 467,93. Le débit des petites sources captées et de celles qui arrivent du talus n'est pas sous l'influence du niveau de l'eau dans la retenue, s'élève à environ 0,003 l/sec.

On a observé aussi que, après le premier remplissage du barrage, l'étanchéité du corps du barrage se trouvait spontanément accrue par sédimentation de la boue et du limon fin déposé par l'eau d'infiltration dans les fissures.

Le résultat des mesures d'étanchéité et de déformation pendant le remplissage, montre que l'ouvrage se comporte très bien.

## R É S U M É

De 1932 à 1938, on construisit un barrage en maçonnerie sur la rivière Divoka Orlice près de Pastviny en Tchécoslovaquie, ouvrage dont la retenue a un volume maximum de 11 millions de m.<sup>3</sup> environ. La hauteur du barrage au-dessus de la vallée est de 34,65 m. Le barrage a pour but: l'utilisation de la force hydraulique dans l'usine électrique en aval du barrage, la protection contre les inondations, l'amélioration en eau par les irrigations, l'amélioration des débits en temps de sécheresse. Le barrage est du type poids. Une turbine Francis de 12 m.<sup>3</sup>/sec. de débit, un alternateur et une pompe sont montés sur un arbre commun. La production de l'usine est accrue par refoulement du bassin de compensation dans la retenue principale. La puissance installée est de 3.000 kw. et la production annuelle moyenne s'élève à environ 6,5 millions de kwh.

Le sol de fondation est constitué de gneiss et de schiste micacé. On constata par sondages que l'emplacement du barrage est traversé par une zone de dislocation constituée par des schistes micacés concassés, localement mélangés d'argile et de terre, c'est-à-dire de matériaux perméables. Après avoir découvert tout le sol de fondation du mur du barrage, on a constaté que la largeur de la faille varie, selon le profil, de 0,3 à 5,0 m. et que la partie la plus étroite de la faille se trouve justement à l'emplacement du barrage.

L'expert géologue ayant confirmé qu'il s'agit d'une dislocation stabilisée depuis longtemps, où des mouvements nouveaux ne peuvent se produire, on a, après consultation de l'ingénieur Dr H. E. Gruner de Bâle, décidé

de prendre des mesures de sécurité à l'emplacement de la faille et de procéder à la construction du barrage.

Après avoir exécuté la fouille dans la zone de la dislocation, jusqu'à 16 m. de profondeur au-dessous du sol normal de fondation a consolidé et étanché la zone de la dislocation qui, à cette profondeur, était déjà rétrécie à 0,4 m. de largeur.

La fouille fut remplie de béton étanche au dosage de 300 kg. par m.<sup>3</sup> de mélange de sable et de gravier. Pour éviter des joints de reprise, le bétonnage fut poursuivi jour et nuit. A la jonction entre la roche et le béton on a disposé des tubes perforés en fer, par lesquels cette zone de jonction fut injectée. La roche saine fut, avant le bétonnage, nettoyée avec des brosses et rendue rugueuse par piquage. On a fait aussi des injections à l'aide de forages enfoncés à 8-28 m. de profondeur et traversant la jonction. Pour être à même d'observer les infiltrations et de mesurer la sous-pression, on a ménagé, au pied aval du mur, un puits spécial d'observation descendant jusqu'au fond de la faille, au-dessous du mur on a disposé, entre le fond de la faille et la galerie inférieure de visite des tubes destinés à mesurer la sous-pression. On avait prévu aussi la possibilité d'injections ultérieures lorsque le besoin s'en ferait sentir.

Les travaux d'étanchéité ont donné de bons résultats. Après le remplissage du barrage, on a constaté en 1938 et 1939 et plus tard, que le débit d'infiltration dans le puits d'observation percé jusqu'au fond de la faille à l'aval du barrage, ne dépassait pas 0,012 l/sec. Ce débit, par étanchement spontané, par sédimentation du limon, était tombé à 0,004 l/sec. pour un niveau de retenue à la cote 468,5, c'est-à-dire pour une pression effective de 21,40 m.

Le corps même du barrage est presque entièrement étanche. Le débit d'infiltration par tous les drainages pour le niveau 467,93 de la retenue, c'est-à-dire pour une pression effective de 23 m., se monte au total à 0,1 l/sec.

#### S U M M A R Y

A masonry dam with maximum 11 mil. m.<sup>3</sup> (8·900 acre ft.) was built during the years 1932-1938 on the river Divoka Orlice near Pastviny in Czechoslovakia. The height of the crest of the dam above the valley is 34·65 m. (113·5 ft.). The purpose of the dam is: Utilization of water power in the power station under the dam, protection of downstream from floods, provision of water for agricultural irrigation, and improvement of runoffs in times of drought. The dam is of the gravity type. Below the dam there is a power station with one Francis turbine of a capacity of 12 m.<sup>3</sup>/sec. (424 ft.<sup>3</sup>/sec.) mounted on one shaft together with the generator and pump. The output of the power station is increased by repumping water from the downstream reservoir into main one. The installed output is 3,000 kW. and the average annual output 6·5 mil. kWh.

The foundations of the dam are in gneiss and mica-slate. Already by sinking shafts it was ascertained, that under the sides of the proposed dam there was a faulty zone filled with crushed mica-slate mixed here and there with clay and loam, i.e. pervious material. After uncovering the complete dam foundation it was ascertained that the width of the fault is horizontally 0·3 m. to 5·0 m. (1 ft. to 16 ft.) and that its narrowest part was just under the proposed dam.



As a specialist in geology confirmed that this fault had been stabilized long ago and that further movements are out of question, it was decided after consulting an expert, Dr. Ing. H. E. Gruner from Basel, to devise technical measures rendering the fault safe and to carry out the building of the dam.

After digging and breaking out the material from the faulty zone to a depth of 16 m. (47 ft.) below the normal foundation where the width of the fault was only 0.4 m. (1.3 ft.) its tightening and stabilizing was carried out.

The part dug out was filled with impervious concrete of a composition 300 kg. of cement to 1 m.<sup>3</sup> of sand-gravel mixture. The concreting went on day and night so that no construction joints were necessary. Perforated steel pipes were put into the seams between the concrete and the rock and these seams were grouted. Before concreting the sound rock was cleaned by brushes and roughened by picks. The grouting was also carried out with the aid of borings 8-28 m. (26-92 ft.) deep, cutting through the seams. In order that water seeping through the dam and the uplift may be measured, a special observation shaft going right to the bottom of the faulty zone was constructed in the downstream toe of the dam and pipes for the measurement of uplift were installed under the dam and led from the bottom of the fault into the lower revision shaft. The possibility of further grouting, if necessary, had also been considered.

The results of the tightening of the foundations are good. After the filling of the dam it was ascertained in 1938, 1939 and the following years by everyday observation that only 0.012 l./sec. (0.00264 gal./sec.) flow from the observation shaft from the bottom of the fault on the downstream toe of the dam and that by self-tightening by depositing sediments and slime this discharge decreased to 0.004 l./sec. (0.00088 gal./sec.) with the water level in the reservoir on El. 468.50, i.e. a pressure head of about 21.40 m. (70 ft.).

Also the dam itself is almost completely impervious. Only 0.1 l./sec. (0.022 gal./sec.) flow from all the drain-pipes together with the water-level on El. 467.93, in the reservoir, i.e. with a pressure head of about 23 m. (75 ft.).

QUESTION N° 10

Z. BAZANT

TCHÉCOSLOVAQUIE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

CRITICAL HEAD FOR PIPING BENEATH WEIRS\*

ZDENEK BAZANT

*Ingénieur, Docteur, Professeur à la Haute Ecole Technique  
Prague, Tchécoslovaquie*

INTRODUCTION

Piping is a very dangerous phenomenon, which we must consider very carefully, especially when designing weir structures. For the design we must use empirical rules, which derive from W. G. Bligh or from E. W. Lane (*Proceedings ASCE*, 1934). Mechanic of piping was tested by many writers. The review of the present state of this problem is found in Terzaghi's *Theoretical Soil Mechanics* (1943, p. 257), who especially studies the effect of a loaded filter on the critical head.

The author has studied the problem of piping both experimentally and mathematically in his article, *Grundbruch unter der Spundwand* (*Die Bautechnik* 1940), which deals with piping under an impermeable diaphragm. Now he presents his new tests performed on the same sand and testing flume, which deals with piping beneath weirs.

NOTATION

$h_p$  = critical head with respect to piping

$h$  = head, representing the difference of levels up and downstream

$h_e$  = head for the beginning of second stage

$D_1$  = depth of foundation below upstream surface

$D_2$  = depth of foundation below downstream surface

$2B$  = width of foundation

$e$  = void ratio

$$N_p = \frac{h_e}{h_p}$$

---

\*Hauteur critique pour le renard sous les barrages.

## PROGRAMME OF TESTS

Three forms of models were used for testing. Firstly we settled the fundamental case of plane foundation resting on the surface of permeable half plane (FIG. 1b). Under this structure the head creates percolation, which follows elliptical flow lines. This case is suitable to the theoretical solution of the critical head.

Ordinary weir structures are resting on sub-soil, which has different levels on both sides. This leads to the second case (FIG. 1c), where the downstream surface of soil is on the same level as the foundation, but upstream it is higher. Such a case is an interpretation of the weir which has on the downstream side a scour, reaching to the base of foundation. With the downstream surface higher than the upstream level we arrive at the third case (FIG. 1d), which represents the foundation of weir, which has a sufficiently great stilling pool, perfectly excluding the formation of scour.

Tests for the fourth case, e.g. the surface of soil higher than the base on both sides, are now in progress.

Weirs (FIG. 1b to d) were tested with two kinds of sand, fine fraction, 0.2 to 0.5 mm., and then coarse fraction, 0.5 to 1 mm.

## DESCRIPTION OF TESTS

(a) *Disposition of model* — The model of foundation was constructed from sheet metal of 1 mm. thickness, and was set close to the vertical sheet,

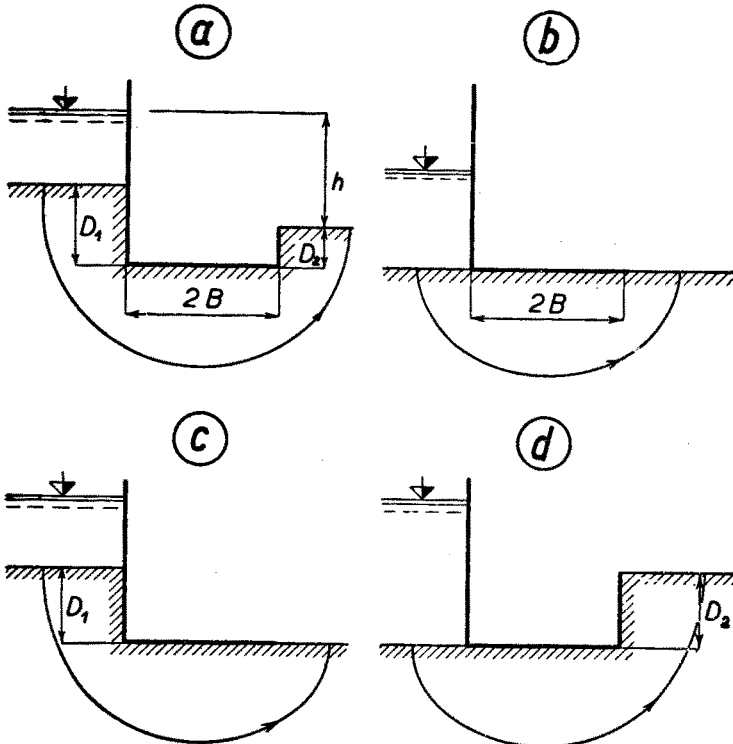


FIG. 1 — (a) Notation. (b) Plane foundation on the surface. (c) Upstream surface higher than base. (d) Downstream surface higher than base.

which was mounted in fixed position. The packing between these two sheets and between sheets and side walls was made with the use of putty. The sheet metal was sufficiently stiff, so that even for a width of 100 mm. it was possible without buckling the sheet to compact the sand under it and to expose it to water pressure. It was necessary to fix the model firmly against the wall and so exclude the pressure on sand which would affect the results. But, on the other hand, it was proved that influence of pressure is not as great as the influence of the density of sand.

(b) *Depositing of Sand*—It is necessary to deposit the sand in the flume uniformly to obtain a flow of water, which can be solved theoretically as a flow in isotropic medium. Uniformity (hydraulic homogeneity) is needed along the whole length, width and height of sand and the result is that the coefficient of permeability is the same in the horizontal and vertical directions. Such depositing of sand was easily achieved with the aid of the stream, which dispersed the sand in the water. Thence whirling sand was sedimenting uniformly. The sand surface was restored after the piping by heaping the sand, whirling it with the stream and compressing it by hand.

The homogeneity was controlled by coloured flow lines, which were formed at the glass wall. These flow lines were compared with theory. The homogeneity in the width of flume, where flow lines are not visible, was controlled by forming a line of dye particles on the upstream surface of sand. The line formed downstream had to be parallel to the first one.

The observation illustrated that the formation of piping was taking place beneath either part of the model, thus proving that piping was not affected through some systematic error such as the friction against the wall or some other part of the model.

Compaction under wider models was made carefully to omit the formation of cavities, which lead to internal erosion and lessen the critical head  $h_p$ .

The sand was either thoroughly compacted or loosely heaped to the model. So it was made possible to obtain maximum and minimum values. This procedure was chosen to make precise the limits of head, as it was observed that piping did not occur for  $h_p = \text{constant}$ , but that it varies. As a reason of this phenomenon was assumed the different density of sand. Thus we obtained extreme values by using either compacted sand for maximum  $h_p$  or loose for minimum  $h_p$ . For the design of a structure of greater importance is the minimum  $h_p$  as the loose degree of density of sand can be never excluded in nature.

(c) *The Course of Tests*—In the behaviour of sand by piping we can determine four different stages.

*The first stage* is the raising of permeability, which can be observed through the changes of the flow line on the downstream side. Flow lines are transforming and moving in the direction of the model (FIG. 2a, full line represents the original position, interrupted line the moved position). This stage appears, when approximately  $h > 0.1$  to  $0.2 h_p$ , or  $N_p = \frac{h}{h_p} > 0.1$  to  $0.2$ .

In this first stage we can compute the flow of water by theory under the assumption of the hydraulic homogeneity of sand.

*The second stage* is the expansion of sand, which is created when  $h$  rises. The expansion of sand occurs on the downstream side of foundation and it can be observed as the lifting of surface (FIG. 2b, expansion is

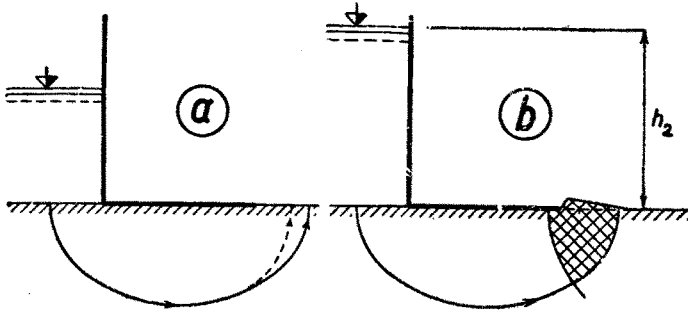


FIG. 2 — (a) The movement of flow lines. (b) The expansion of sand on downstream side.

expressed as cross-hatched area). This occurs approximately for the head  $h_c > 0.4 h_p$ , or  $N_p = \frac{h_c}{h_p} > 0.4$ .  $N_p$  varies for different density of sand and forms of foundation. It seems that  $N_h$  for the first case (FIG. 1b) varies from 0.5 to 0.9; for the second case (FIG. 1c) from 0.4 to 0.8 and for the third case (FIG. 1d) from 0.8 to 1. Head  $h_p$  has great importance, as it can be used for designing purposes.

The *third stage* is the formation of mole-hills on the downstream side, which are formed by the sand transported from the sub-soil and to which the formation of small pits upstream corresponds.

The *fourth stage* is the piping which sometimes follows immediately after the second stage and in special cases all three stages from the second to the fourth are joined into one, in which case we cannot observe the succession of the described phenomena.

An exceptional case occurs when for the second case (FIG. 1c) the permeability of sand is so great that the influx is smaller than the discharge under the model could be. Then on the upstream side a lowered ground water surface is created which leads from the surface of the soil to the base of the model. Along this boundary the sand comes into motion, which again produces pressure on the downstream side and soon piping occurs. This case cannot be realized in natural conditions. When it occurs in tests, it means that we have reached the limits of studied phenomenon and that it is not necessary to continue.

(d) *Effect of Time*—It was found that time has a distinct effect on the critical head. Firstly, percolation compacts the sand a little, but after a longer period the air contained in water excludes itself. After approximately 6 hours (water was taken from municipal water system) great bubbles are formed in the sand, affecting percolation which becomes irregular. Then piping occurs at a small head. Because our flume was not equipped with the possibility to exclude air, all tests were performed as short-time tests, during 2 to 10 minutes. The effect of time was thus put out of question.

#### THE RESULT OF THE TESTS

From 9-22-47 to 11-27-47 173 tests were performed with finer sand and 171 with coarser sand. Every type of foundation determined by the width  $2B$  and depths of foundation  $D_1$ ,  $D_2$  was tested many times to obtain with security limiting heads  $h_p$ . The number of tests for one type varied between

5 to 20. The number tested was 26. Models were used with  $2B = 0, 30, 50$  and  $100$  mm., and  $D_1 = D_2 = 0, 15, 30$  and  $50$  mm.

The result of the tests is plotted on the accompanying charts. Checked are only the limits, which are represented by circles. The curve which is plotted between them, connects circles belonging to the same limit (upper or lower). This line permits interpolation and extrapolation for not measured sizes of models.

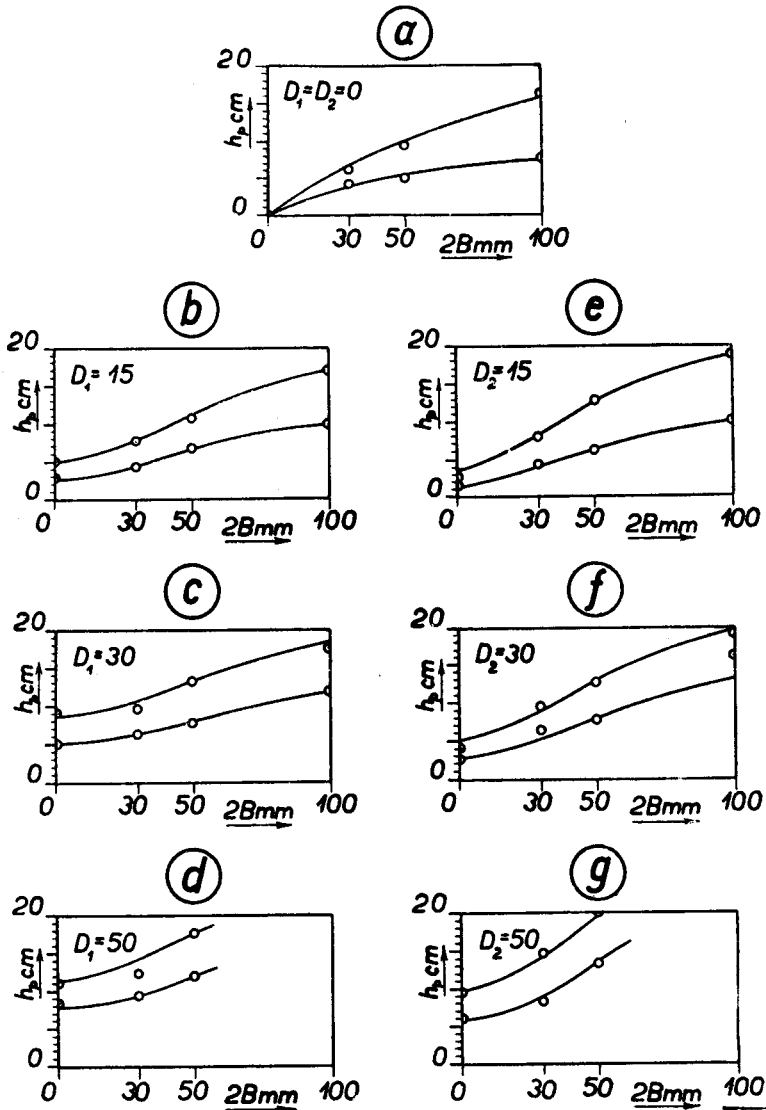


FIG. 3 — (a) The critical head for foundation Fig. 1b. (b) The critical head for foundation Fig. 1c,  $D_1 = 15$  mm. (c) The critical head for foundation Fig. 1c,  $D_1 = 30$  mm. (d) The critical head for foundation Fig. 1c,  $D_1 = 50$  mm. (e) The critical head for foundation Fig. 1d,  $D_2 = 15$  mm. (f) The critical head for foundation Fig. 1d,  $D_2 = 30$  mm. (g) The critical head for foundation Fig. 1d,  $D_2 = 50$  mm.

Charts are plotted for variable width  $2B$  and constant  $D_1, D_2$ . It is possible to plot also for variable  $D$  and constant  $2B$ . The variability of both quantities can be checked when we choose as variable  $\frac{D}{2B}$ . The critical head  $h_p$  is always plotted vertically as ordinate.

Fig. 3a refers to the first case (FIG. 1b), Fig. 3b to the second case (FIG. 1c) for  $D_1 = 15$  mm., Fig. 3c for  $D_1 = 30$  mm. and Fig. 3d for  $D_1 = 50$  mm. Fig. 3e refers to the third case (FIG. 1d) for  $D_2 = 15$  mm., Fig. 3f for  $D_2 = 50$  mm.

Finally on Fig. 4a is plotted  $h_p = f\left(\frac{D}{2B}\right)$  for the second case and on Fig. 4b the same function but for the third case. To obtain a clear view on Fig. 4a, b are plotted only lower limits, which are more important for design. The sketch is made for  $D = \text{constant}$ .

Figs. 3 and 4 are relating to finer sand. For coarser sand it was found that differences are within the limits of the observing exactness. The grain size seems now to have no influence, but further tests are needed.

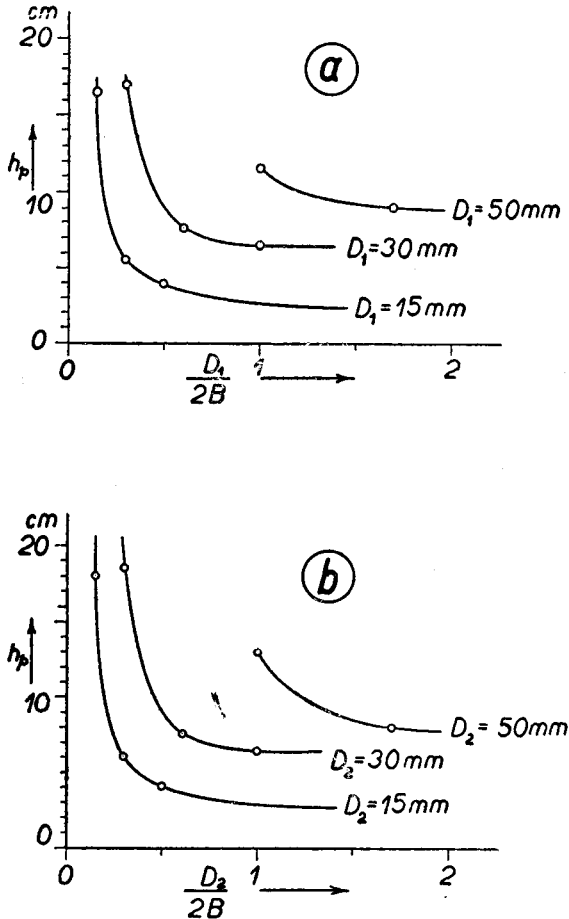


FIG. 4 — (a) The lower limit of critical head  $h_p = f\left(\frac{D}{2B}\right)$  for Fig. 1c. (b) The lower limit of  $h_p$  for Fig. 1d.

Tests relating to the investigation of  $N_p = \frac{h_c}{h_p}$  are now in progress. The same applies to the theoretical solution and its consequences for the practical design of weirs.

### S U M M A R Y

The case of piping beneath weirs was studied in the flume of foundation laboratory of the University of Technical Sciences of Prague. Critical head  $h_p$  was defined for piping. Different forms of foundation of the width  $2B$  (FIG. 1b, c, d) and different depth  $D$  of base beneath the surface of soil were tested. The result of tests shows variation of critical head  $h_p$ , which is plotted on the charts (FIG. 3) as function of  $2B$ . Another diagram (FIG. 4) shows  $h_p = f\left(\frac{D}{2B}\right)$ . It was observed that the piping is preceded by an expansion of sand (second stage).

### R É S U M É

Nous avons fait dans le laboratoire de l'institut des fondations de la Haute Ecole Technique à Prague une étude de renard. La hauteur critique  $h_p$  est précisée pour le commencement de renard. Différentes formes de fondations furent étudiées (FIG. 1b, c, d), la différence étant dans les dimensions de la base  $2B$  et dans la profondeur sous la surface du sable  $D_1, D_2$ . Le résultat des essais montre la variation de la hauteur critique  $h_p$ . Cette variation est représentée dans les diagrammes (FIG. 3) comme fonction de  $2B$ . Un autre diagramme (FIG. 4) représente  $h_p = f\left(\frac{D}{2B}\right)$ . Des essais, il résulte que l'expansion du sable (le second stade) précède le renard.





QUESTION N° 10

WERNER et LJUNG  
SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

METHOD OF PREVENTING PIPING AT  
TRARYD POWER PLANT\*

P. WILH. WERNER & EGIL LJUNG

*Vattenbyggnadsbyran (VBB), Consulting Engineers, Stockholm*

SYNOPSIS

The following presents a short description of observations and experience made regarding piping phenomena which occurred at the Traryd Power Plant during the raising of the head water level. When the head water was at about two-thirds of its ultimate height, there appeared in the alluvials on the right bank downstream of the dam a leakage of such nature and magnitude that it was considered necessary to execute some precautionary measures before raising the head water to its full height. These measures consisted in a complementary drainage, mainly comprising a system of filter wells in the exfiltration region; the main part of the ground water is collected by these wells and from there diverted to the tailrace. The remedial work in question was executed at the above-mentioned partial head and with the power plant in operation.

INTRODUCTION

The Traryd Power Plant, put into service in 1946, is situated on the Lagan river in the south-western part of Sweden, some 90 km. from the outlet of the river in the Skagerack. The ultimate head, mainly created by damming up the water, amounts to some 16.5 m.

The general layout of the plant is shown in Figs. 1 and 2. The overall length of the dam including the power house — which forms an integral part of the dam proper — and the earth dam on the left side of the river is some 200 m. The height of the structure is some 25 m. above the lowest excavation. The connections to the valley slopes on both sides of the river are executed as earthen embankments.

The concrete structures are all founded on rock.

---

\*Moyens de traitement des renards du barrage de Traryd.

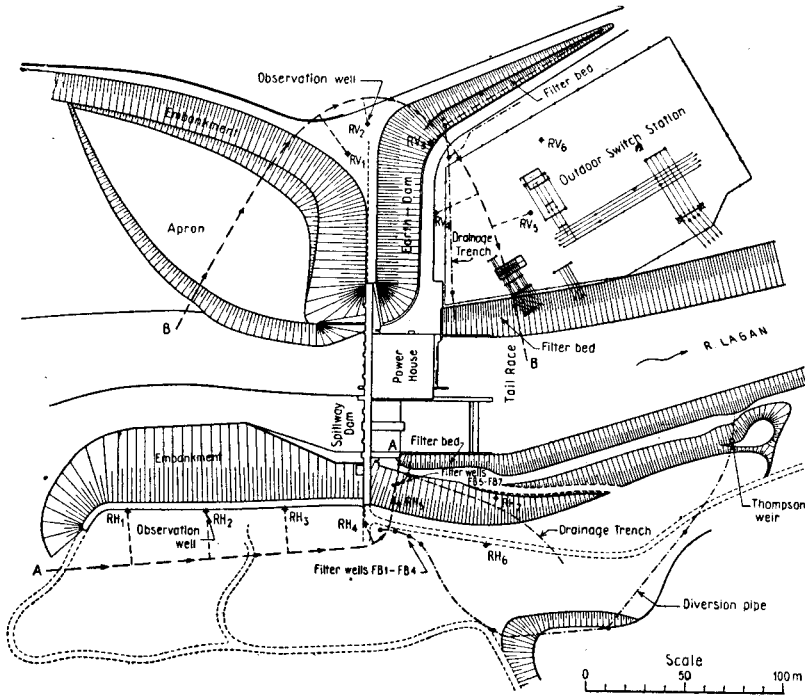


FIG. 1.

## GEOLOGY

The bed rock at Traryd consists of gneiss, partly decomposed and overlaid by alluvials, which rise to a height of some 30 m. above the river. As will be noticed from Fig. 2, which gives the position of the ground and rock surfaces in a section somewhat upstream of the dam line, the stream bed is situated relatively close to the right valley slope, whereas between the left valley slope and the stream bed there is a level bench of alluvials, having a width of some 80 m.

The alluvials contain material ranging in size from coarse silt or fine sand to coarse gravel. The different kinds of soil generally occur as lenses, the thickness and distribution of which are very irregular. The grading of the particles in different layers also varies within wide limits, the uniformity coefficient ranging between 3 and 55, as determined in the laboratory.

In general, the surface part of the overburden in the river channel as well as of the valley slopes and the surrounding grounds consists of comparatively fine material, whereas the coarsest and most pervious soils are to be found in layers located at or close to the rock surface. This, of course, is a rather unfavourable condition with regard to the percolation of the ground water. A considerable amount of investigations were carried out in order to determine the true character of the alluvials in this respect. The preliminary investigations indicated that the exfiltration region downstream of the right hand embankment called for special attention. The plans laid out by the consulting engineers, therefore, called for a special investigation of this portion in the course of construction. Unfortunately, however, the recommendation was overlooked during the execution of the works; this,

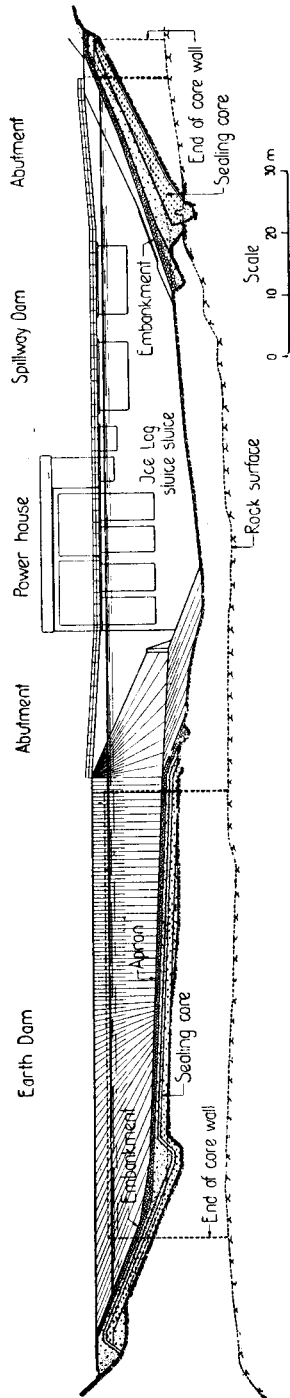


FIG. 2.

probably, in conjunction with a somewhat defective execution of the drainage system prescribed constitutes the main cause of the above-mentioned piping that occurred during the raising of the head water level.

The specific permeability of the soil (DARCY'S coefficient  $k$ ), as tested in the laboratory, was found to range within the limits  $10^{-2}$  m./sec. and  $10^{-7}$  m./sec.

### DESIGN OF EMBANKMENTS

The right-hand abutment consists of a concrete gravity dam, extended into the valley slope by a comparatively thin, vertical concrete core wall of 6 m. length. For a length of some 200 m. the valley slope upstream of the dam is sealed by an earthen embankment, connected to solid rock by a concrete cut-off wall. The embankment (FIG. 2) consists of a core of watertight material protected by sand and stone fill. It may be of interest to note that the core material is an artificial mix of silt and coarse material. The downstream drainage system of the dam, as originally designed and executed, consists of a filter bed of graded material placed on the slope of the dredged river channel and further of a drainage trench with a pipe line embedded in the bank at the foot of the main valley slope (FIG. 1).

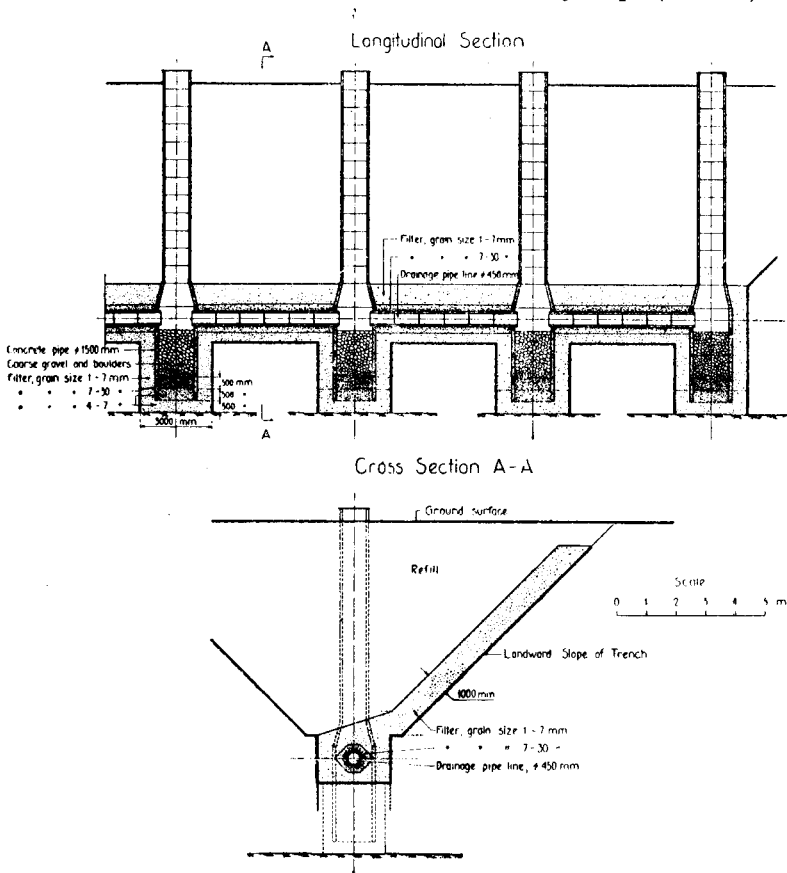


FIG. 3.

As already stated, the left part of the dam is constructed as an earth dam, sealed by a comparatively thin vertical core of impervious material and provided with an embedded steel sheet piling as an additional measure of safety. The core is connected to solid rock by a concrete cut-off wall.

The left-hand embankment constitutes an extension of the earth dam and is carried out principally in the same way as on the right side. However, the embankment core here is not connected to rock but, as a substitute, prolonged by a horizontal apron on the afore-mentioned alluvial bench (Fig. 1). The downstream drainage system of the dam is designed principally in the same way as the right bank described above.

The mean hydraulic gradient around the embankments amounts to about 1:15, taken from the upstream edge of the embankment sealings to the river bank downstream of the dam. This rather conservative design was adopted to allow for the treacherous character of the alluvial formations.

### LEAKAGE

In order to control the ground water level in the river banks around the embankments during and after the raising of the head water, 13 observation wells, RH 1-RH 7 and RV 1-RV 6, were established in positions indicated in Fig. 4. These wells consist of steel pipes, carried down to the rock surface. Daily records of water levels in the pipes as well as of the head and the tail water levels are graphically shown in Figs. 4 and 5. From these curves the piezometric lines shown in Figs. 6 and 7 are plotted, giving the approximate position of the ground water level along section A-A on the right bank and section B-B on the left bank, in stages described below.

Line "a" in Fig. 6 gives the position of the piezometric level in the right bank when head water elevated to about +119.8, the ultimate storage level being +125.0. It is seen that slope of the piezometric line is very flat, the line intersecting the downstream slope at elevation +117.0, indicating that the surface layers of the slope are damming up the ground water stream due to insufficient dewatering effect of the drainage system applied. In consequence thereof an open well sprung out in the slope some 20 m. downstream of the abutment. As already indicated, the leakage was of such nature and magnitude that it necessitated an extension of the drainage system. For several reasons this remedial work was carried out without lowering the head water level.

### REMEDIAL WORKS

The improvement of the drainage system mainly consisted in four filter wells, FB 1-FB 4, in positions indicated in Fig. 1. The wells, spaced 5 m. apart and carried down to rock surface, have a diameter at the bottom of 1.5 m. The design is shown in Fig. 3. The outlet of the wells is situated at elevation + 117.0, thus making it possible to carry out the excavation work with the smallest possible interference by ground water. The drainage water is diverted to the tailrace through a 250 m. long pipe line, shown in Fig. 1. This pipe is laid with open joints and surrounded by a filter bed, so as to serve also the dewatering of a marshy region some 100 m. downstream of the dam. At the downstream end of the diversion pipe a Thompson weir is inserted for discharge control.

In addition to the above-mentioned works three smaller filter wells were sunk at the place where the leak appeared, outflow being permitted at elevation +115.0 through a pipe, connected to the existing drainage system.

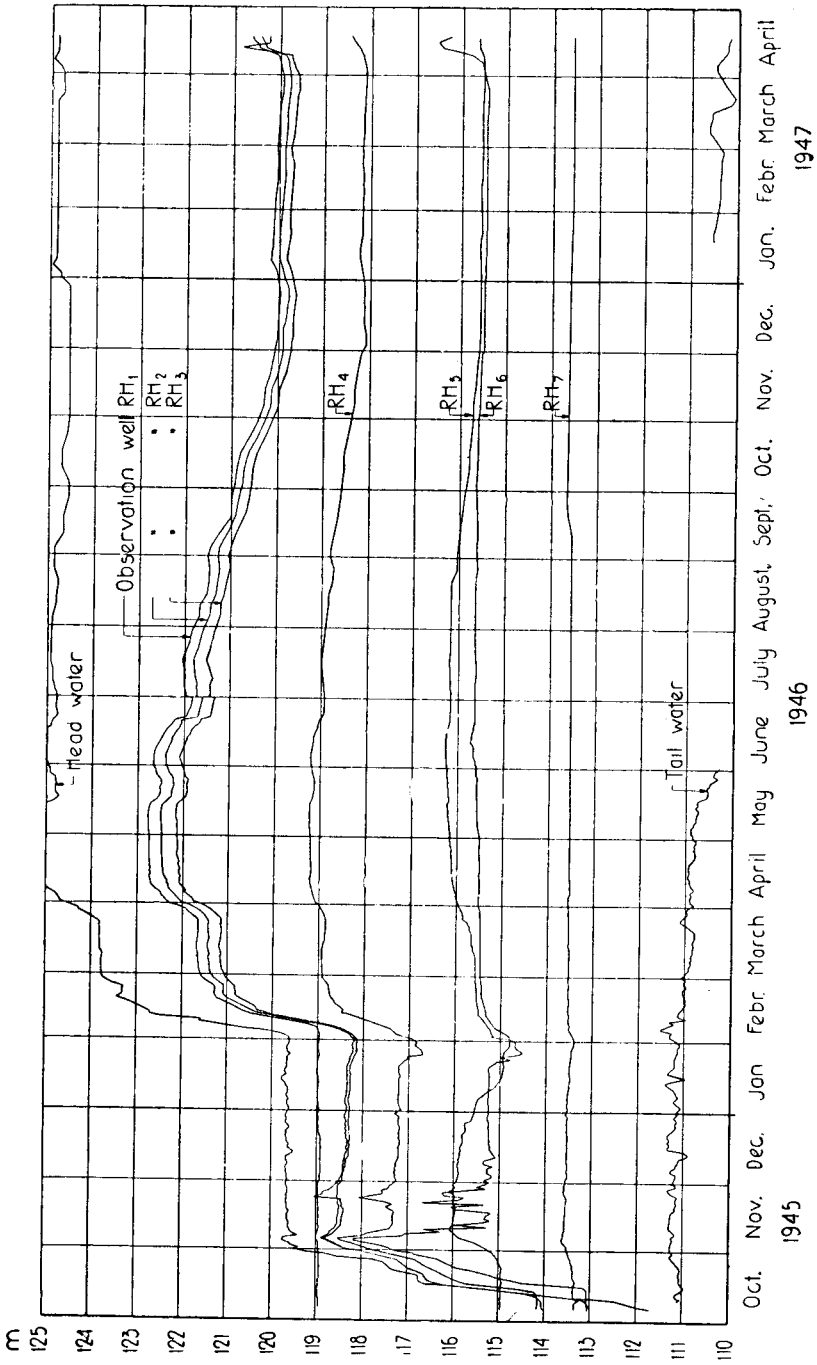


FIG. 4.

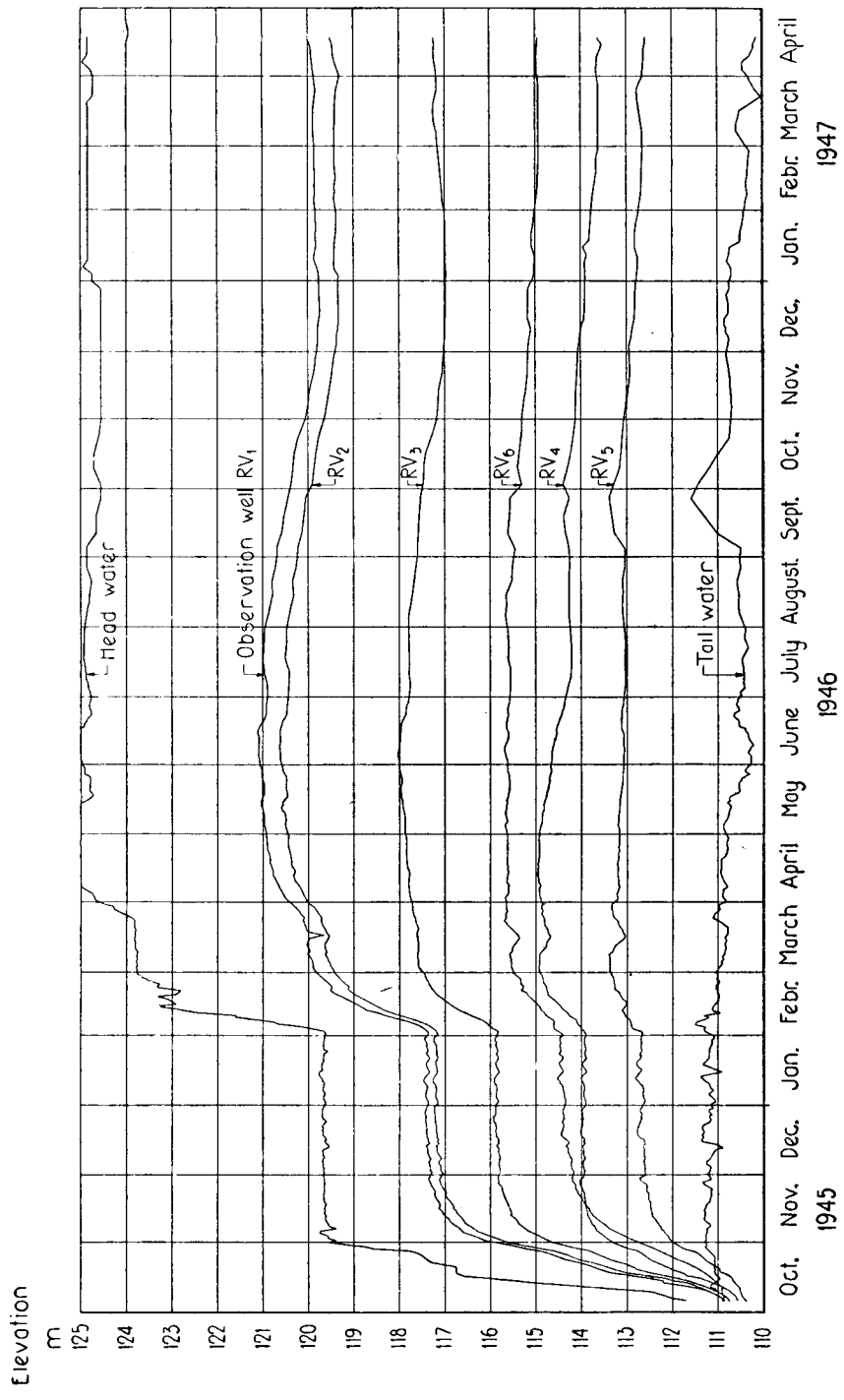


FIG. 5.



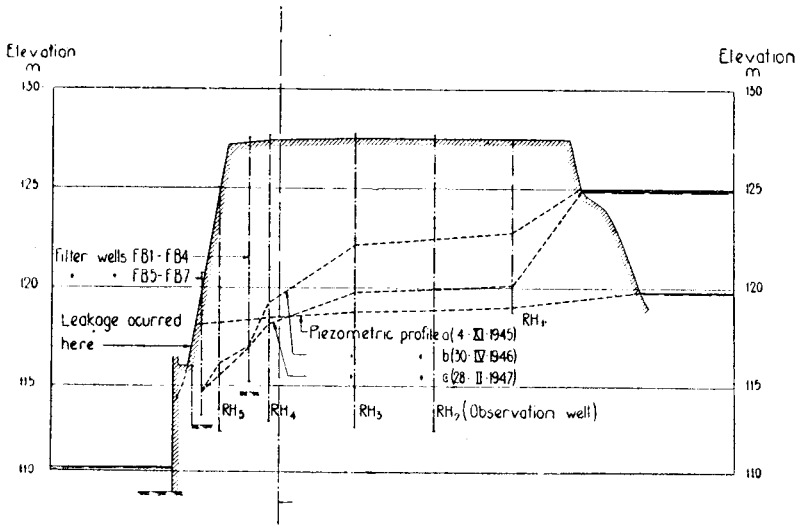


FIG. 6.

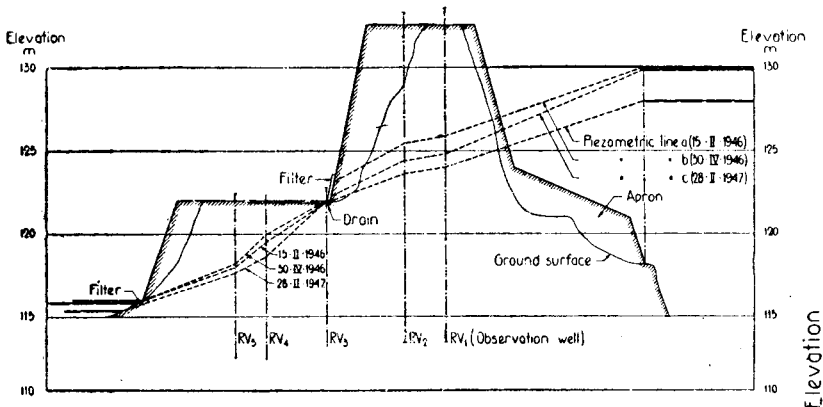


FIG. 7.

### GROUND WATER OBSERVATIONS

Line "b" in Fig. 6 shows the position of the piezometric surface when extension of the drainage system was completed and the head water level raised to its ultimate height, i.e. +125.0. Line "c" shows the piezometric level about eight months later. From these lines the dewatering effect of the filter wells is clearly noticed. Line "c" also indicates a decrease in the amount of water percolating from the storage basin into the river bank; the decrease is evidently due to silting.

The last-mentioned fact is also registered by the records of the Thompson weir, as graphically shown in Fig. 8. From this graph it is seen that the water discharge from the wells reached a maximum of some 120 l./sec. slightly after the head water was elevated to +125.0, the amount of water later on having gradually decreased to some 40 l./sec.

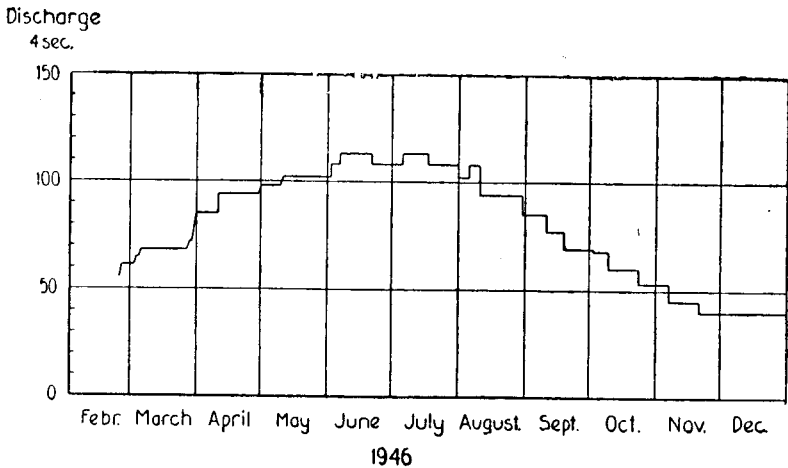


FIG. 8.

For the left river bank piezometric lines are shown in Fig. 7, lines "a" and "b" indicating the position of the ground water level after the head water had been raised to  $+123.0$  and  $+125.0$ , and line "c" when the head water surface had been kept at or close to the ultimate storage level for about eight months. As will be noticed, the piezometric lines here are very evenly sloped from the storage basin to the drainage system, indicating a more homogeneous distribution of the soil as regards permeability than in the right bank. Some seepage occurred at the foot of the valley slope, when the water level in the storage basin was at elevation  $+123.0$  (see line "a"), due to defective execution of the drainage system. Improvement of the drainage was performed by applying a filter bed at the very foot of the valley slope.

Changes in the ground water conditions around the embankments may be either temporary (periodical) or of a permanent nature. The former are caused by variations in the head and tail water levels or by seasonal variations in the precipitation on the alluvial ground. The latter may be caused, for instance, by silting in the storage basin, or by scouring in the alluvials. In order to distinguish the temporary and permanent changes from each other the ground water observations should cover one or, preferably, two complete cycles (years). The control system may then in principle yield the following information concerning permanent changes in the ground water stream (applying more specifically to the conditions on the right bank), viz.:

1. A general tendency of decrease in both the discharge and the piezometric level indicates a sealing of the storage basin through sedimentation.
2. An increase in the discharge simultaneously with a decrease in the piezometric level indicates a continuous scouring in the alluvials; the discharge has a muddy appearance.
3. A decrease in the discharge simultaneously with an increase in the piezometric level indicates a continuous silting of the filter beds.

The observations made at Traryd show that the remedial measures described above have fulfilled their purpose perfectly.

### ACKNOWLEDGEMENT

This paper was prepared by permission of the Sydsvenska Kraftaktiebolaget (The South Swedish Power Company), the owner of the plant. Messrs Vattenbyggnadsbyran (VBB) in Stockholm acted as Consulting Engineers for the works and also prepared the design of the remedial measures described herein.

### SUMMARY

During the raising of the head-water level at the Traryd Power Plant in southern Sweden there occurred a leakage (piping) in the earthen embankments. The paper describes the observations made in connection therewith, and the remedial works executed to check and control the leakage. The remedial works, being carried out at partial head, constitute an interesting example of treating leakage in earth dams under rather severe conditions. The experience made also stresses the importance of extensive beforehand investigations and conservative design when the ground conditions are treacherous.

### RÉSUMÉ

En remplissant le réservoir de l'usine hydro-électrique de Traryd, dans le Sud de la Suède, on a vu apparaître des renards à l'aval du barrage en terre. Le rapport expose les observations faites à ce sujet et les travaux de réparation, qui ont été faits pour surveiller et contrôler les fuites. Les travaux de réparation, exécutés sans baisser le niveau de la retenue, constituent un exemple intéressant du traitement des renards à travers un barrage en terre sous des conditions assez difficiles. Cet exemple montre également combien il est important de faire de vastes recherches et d'étudier le problème avec précaution, lorsque le sol est douteux.

QUESTION N° 10

ELFMAN

SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

STOPPING SEEPAGE IN THE GRAVEL ESKER AT NÄMFORSSEN\*

S. ELFMAN

*Civil Engineer, the State Power Board, Sweden*

PRINCIPAL DATA CONCERNING NÄMFORSSEN'S POWER STATION AND  
ITS SITUATION

The power station is situated at Nämforsen on the River Angerman, 80 km. from its outlet at the Baltic.

The high water volume of the river at Nämforsen is 2,465 m.<sup>3</sup>/sec. and the normal average volume 328 m.<sup>3</sup>/sec. The power station was built for a water volume of 250 m.<sup>3</sup>/sec., a head of 22.5 m. and a power of 46,000 kW. The dam over the river has enabled the water level to be raised by 2.6 m. above the previous highest surface level, and 5.6 m. above the previous average surface level.

The dam was begun in the middle of 1944 and completed by the middle of 1947.

Fig. 1 shows a plan of Nämforsen and its surroundings before and Fig. 2 shows them after building.

GEOLOGICAL DESCRIPTION

The rock at Nämforsen is composed of fine grey gneiss ( coarse leptite ). The direction of strike is roughly W.-E. and the dip about 60° facing N. Besides bedding planes the rock is penetrated by joint planes, which most often go at right angles to the bedding planes.

The rock shows more cracks on the right ( S. ) bank than on the left ( N. ). Along the course of the rapids the river bed is composed of rock, which comes into sight on the banks. On the left side of the river, upstream from the rapids, the rock is covered by a steep gravel esker and the rock surface here slopes from the river in towards land.

---

\*Etanchement des infiltrations dans une croupe de gravier à Nämforsen.

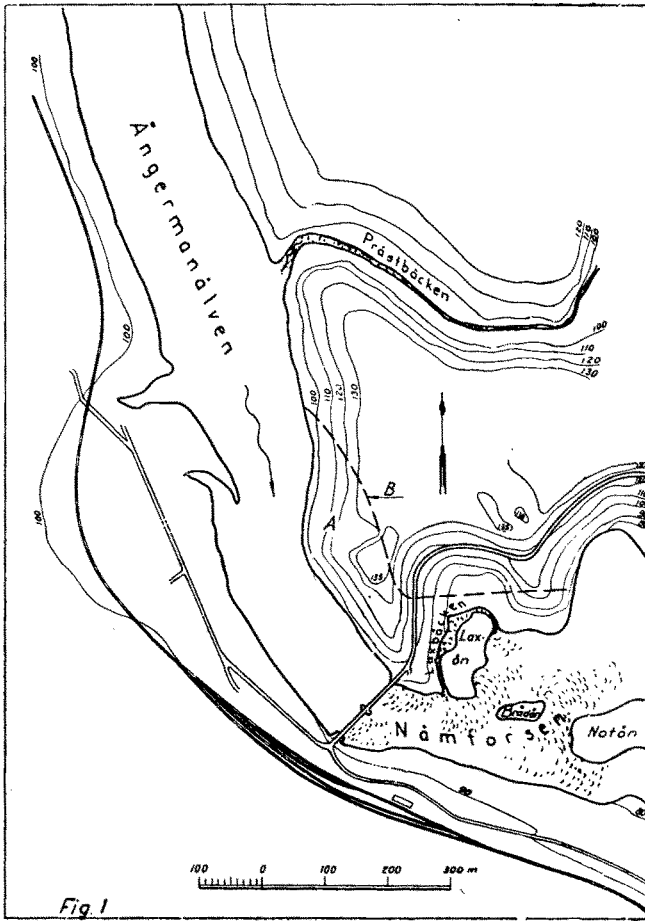


FIG. 1 — Nämforsen before building. A, gravel esker. B, approximate limit at the surface for the gravel esker.

The quaternary deposits on the right bank, at the top of the rapids, are — with the exception of the surface layers — composed of silt and moraine, through which it is difficult for water to penetrate. In the esker on the left side of the river, between it and Laxbäcken, the soil is composed of easily permeable gravel — here and there with sand layers. The gravel deposit is part of a glacial fluvial gravel esker the greater part of which has been washed away by the river during the rise of land. About 500 m. upstream from the site of the dam the esker reappears on the right side of the river. Its approximate northern limit at the surface is marked on Figs. 1 and 2. North of this line the soil is composed of silt and loamy clay.

#### WATERTIGHT EMBANKMENT

Through the esker on the left bank there passes a ground water stream, that for the greater part is fed by the river upstream from the rapids and

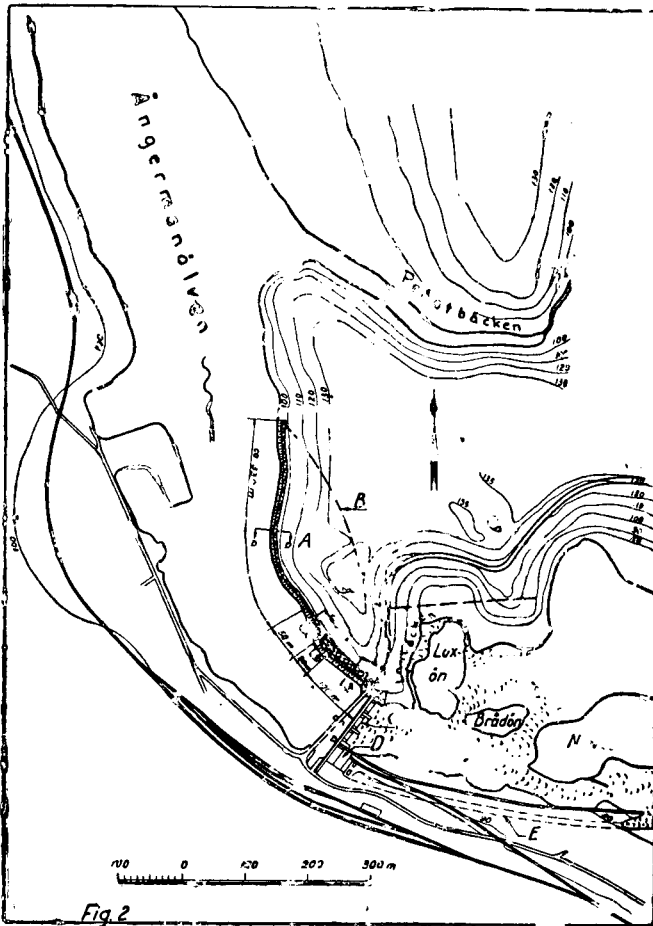


FIG. 2—Nämforsen after building. A, gravel esker. B, approximate limit at the surface for the gravel esker. C, dam. D, power station. E, discharge tunnel. Sections shown in Fig. 3.

is discharged into the river downstream from the rapids. During the spring floods, small water springs had been observed on the rear side of the esker. To counteract any such unfavourable ground water stream that might be expected when the head water level was raised, the esker on the upstream side was provided with a watertight embankment, whose design is shown in Figs. 2 and 3.

The concrete core in section A-A is connected by means of a water stop of 0.8 mm. stainless steel with the left abutment of the dam. At first, only a layer of stone was used in section D-D, nearest the esker as a protection against erosion. When the water level was raised up to 1 m. under the head water limit, it was found advisable to provide section D-D, too, with watertight material, as had previously been done with section C-C. The watertight material was taken from a place where the soil was, for the greater part, composed of coarse silt (size of grain 0.2-0.06 mm.). In this

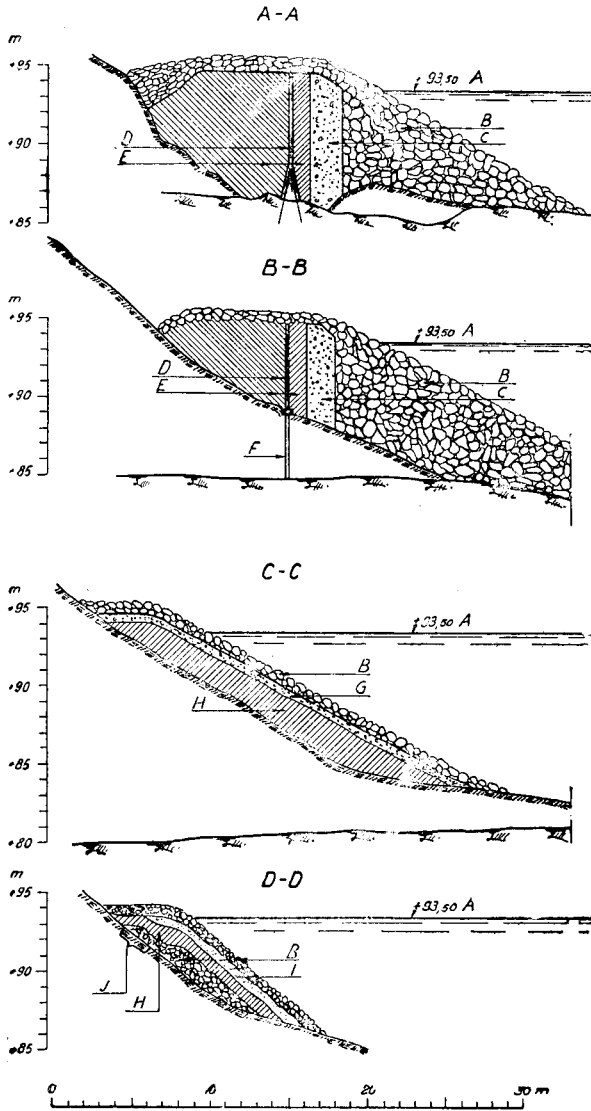


FIG. 3 — Sections of the embankment. A, head-water limit. B, rock filling. C, gravel and stone splinters. D, concrete core. E, waternight filling. F, steel piling. G, gravel and sand. H, waternight material. I, gravel and coarse gravel (shingle). J, rock filling (close to the esker, macadam). The position of the sections is shown in Fig. 2.

silt, however, thin layers of finer material were found, such as fine silt and even some loam and clay.

SIEVE ANALYSIS OF THE IMPERMEABLE MATERIAL

SIEVE, mm.	RETAINED, %
8.000	0.3
5.600	0.1
4.000	0.1
2.000	0.6
0.950	0.7
0.500	0.4
0.250	0.8
0.125	20.2
0.085	29.8
<0.085	47.0

Those parts of the watertight embankment that are shown in sections A-A and B-B were for the greater part executed under dry conditions, while the material shown in sections C-C and D-D was mostly tipped into the water. The time taken for the completion of the various sections is given at the top of Fig. 5.

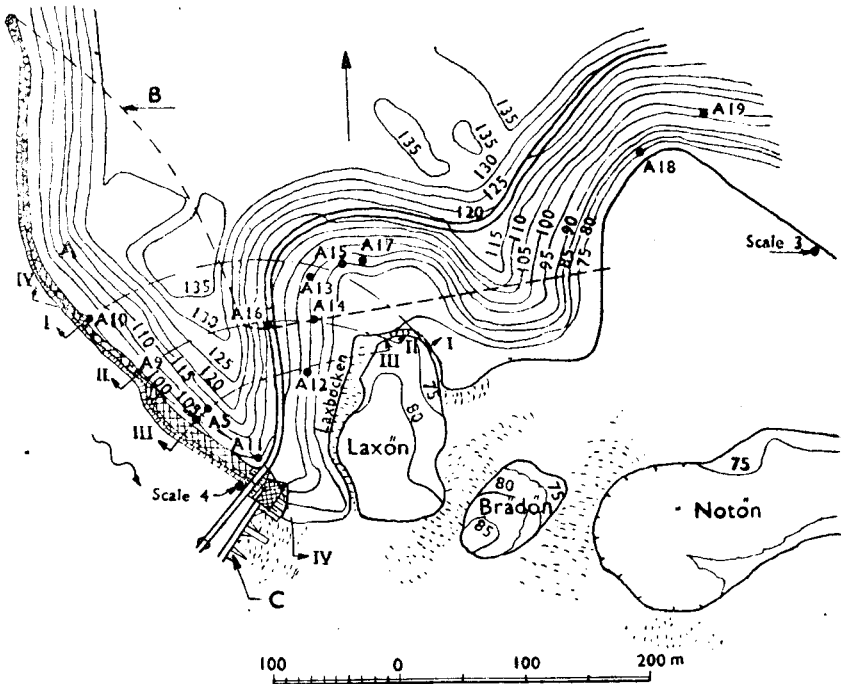


FIG. 4 -- Position of observation pipes and water gauges. A, gravel esker. B, approximate limit at the surface for the gravel esker. C, dam. Sections shown in Fig. 6.



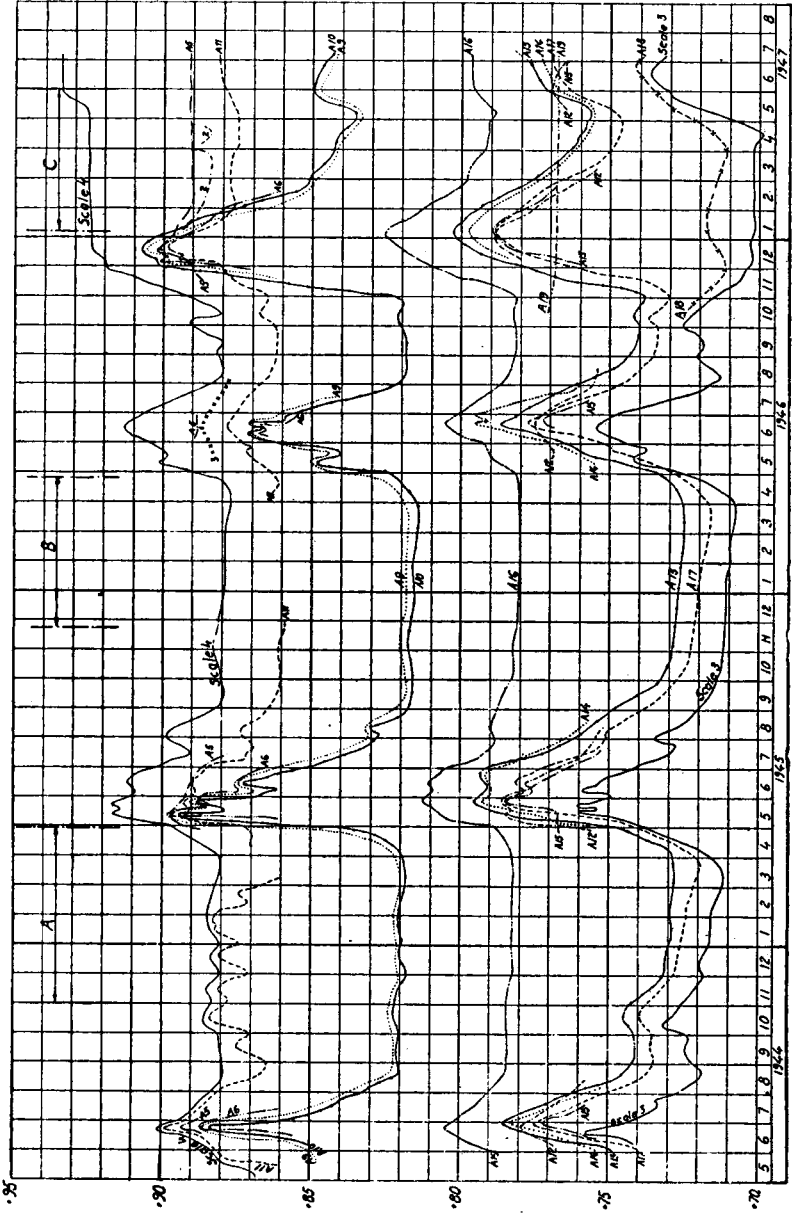


Fig. 5 — Water levels of the river and ground water levels. A, period when the embankment, according to A-A, Fig. 2, was built. B, period when the embankment, according to B-B and C-C, Fig. 2, was built. C, period when the embankment, according to D-D, Fig. 2, was built.

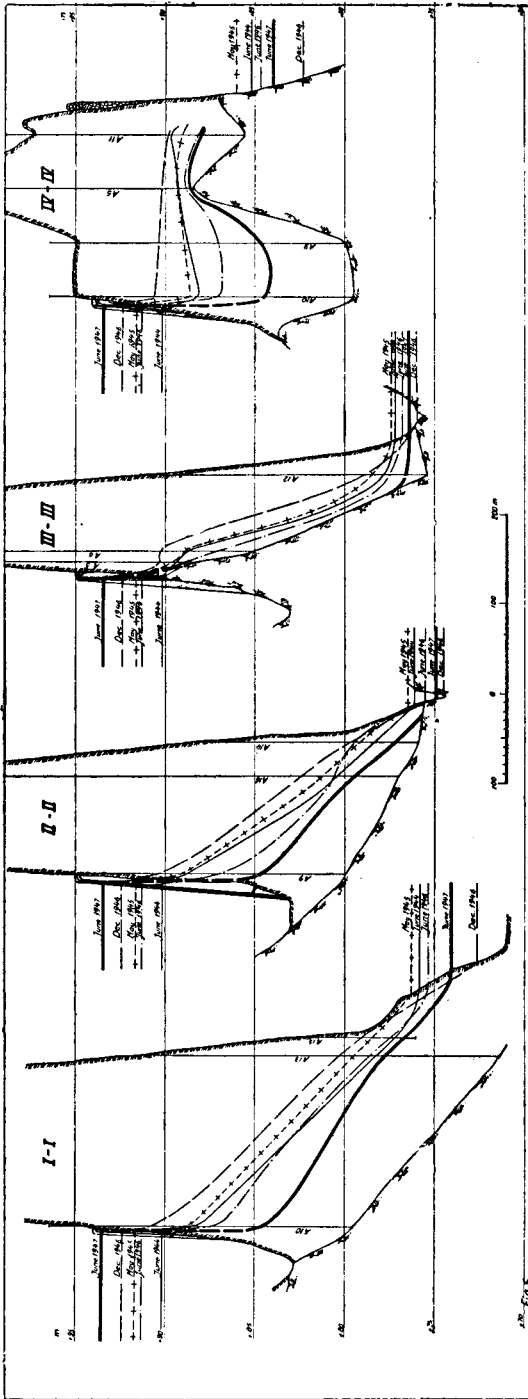


FIG. 6.—Through sections of the esker and water levels. Position of the sections as shown in Fig. 4.

## GROUND WATER OBSERVATIONS

The daily observations of the ground water level in the esker were made before building as well as during the whole period of building. The position of the observation pipes is given in Fig. 4.

The water level of the river, upstream and downstream from the rapids, as well as the ground water level in the various pipes, is shown in Fig. 5. An interruption of the line, showing the water level in a certain pipe, means that the pipe was dry during the time the interruption lasted. Pipes A18 and A19 were not driven before the end of 1946. The water level in all the pipes, with the exception of A18 and A19, would seem to have been dependent on the upstream water level of the river, whilst the water level in A18 is dependent on the downstream water level. The water level in A19 is very probably independent of both.

Fig. 6 shows three sections across and one section (IV-IV) along the esker, on the inner side of the embankment. On these sections are inscribed the following data:

Ground water level at the highest water level during the spring floods of 1944-46 (on the figure marked June 1944, May 1945 and June 1946). The water level after raising to plus 92.5 (December 1946) and, finally, the water level after raising to the limit, plus 93.5 (June 1947).

## RESULTS OBTAINED

The construction of the 100 m. long concrete core with watertight material on either side (section A-A, FIG. 3) resulted in the water level in the pipe A11 sinking from 0.2 m. below the river level of the spring floods of 1944 (natural conditions) to 2.5 m. below the river level of the spring floods of 1945.

The construction of the 20 m. long concrete core on steel piling, and the 50 m. long stretch of watertight material (sections B-B and C-C, FIG. 3) resulted in the water level in pipe A11 sinking further to 3.4 m. below the river level of the spring floods of 1946.

Groups A<sub>6</sub>, A<sub>9</sub> and A<sub>10</sub> sank from about 1.5 m. below the river level of 1944 to about 4.3 m. in 1946. In the group of pipes on the downstream side of the esker, A<sub>12</sub>, A<sub>13</sub>, A<sub>14</sub>, A<sub>15</sub> and A<sub>17</sub>, the water level sank on an average from 12.2 m. below the river level of 1944 to about 13 m. in 1946.

When, subsequently, in December 1946 the water level was raised to a height exceeding by 1.1 m. that of the spring floods of the same year, it rose in A11 to 2.5 and in group A<sub>6</sub>, A<sub>9</sub> and A<sub>10</sub> to about 2 m. below the river level. In the downstream group, however, the water level retained the difference of about 13 m. below the upstream level of the river. At the same time, on the rear side of the esker, and north of Laxön, freely flowing springs were observed — more so than during the spring floods. No signs of erosion were perceptible and the water of the springs was quite clear.

After the watertightening operations were begun (*see* section D-D, FIG. 3) the water level sank in all of the pipes. In A<sub>5</sub>, for instance, it sank down almost to the rock (*see* FIG. 5 and section IV-IV on FIG. 6). In most of the pipes the water level sank several metres, but some of them were quite dry, and the springs on the downstream side dried up.

After the watertight material had been laid down for a length of 330 m., the upstream water level of the river was raised a further 1 m. to its ultimate height. The simultaneous water level in the esker, compared with the water

level during the spring floods of 1944 (natural conditions), is evident from the following:

PIPE OR GROUP OF PIPES	DIFFERENCE IN HEIGHT BETWEEN HEAD- WATER LEVEL AND WATER LEVEL IN PIPE	
	June 1944, m.	June 1947, m.
$\Lambda_{11}$	0.2	5.4
$\Lambda_5$	0.8	4.6 (near rock)
$\Lambda_6$	1.3	Dry
$\Lambda_9, \Lambda_{10}$	1.6 (average)	9.0 (average)
$\Lambda_{16}$	9.6	13.7
$\Lambda_{12}, \Lambda_{13}, \Lambda_{14}$		
$\Lambda_{15}, \Lambda_{17}$	12.2 (average)	16.5 (average)

Thus the measures taken to ensure impermeability have proved to be effective.

#### SUMMARY

At the newly built power station at Nämforsen in northern Sweden, one side of the river, in its natural condition, consisted of a permeable gravel esker. Before the power station was built the ground water used to pass the esker from the river, upstream from the rapids, to the river downstream from the rapids. During the spring floods small water springs were observable on the rear side of the esker. With the building of the dam and power station, the head-water level was raised above any preceding exceptional high water levels.

To counteract any unfavourable increase of the ground water stream, the bank upstream from the dam was provided with a watertight embankment, consisting chiefly of watertight material protected by a layer of stone. These protective precautions have proved so effective that the springs have dried up and the ground water level in the esker has sunk below the level of former spring floods ground water.

#### RÉSUMÉ

À la station hydro-électrique récemment construite de Nämforsen dans le nord de la Suède, une des rives de la rivière était constituée à l'origine par une croupe de gravier qui laissait passer l'eau. Avant la création de cette station, la nappe d'eau souterraine traversait cette croupe de l'amont à l'aval de la chute. Après la construction de l'usine et de son barrage, le niveau de l'eau surpassait toutes crues exceptionnelles précédentes. Pour empêcher un accroissement préjudiciable de la nappe d'eau souterraine, la rive, en amont du barrage, a été munie d'un revêtement d'étanchéité constitué principalement par des masses de terre épaisses protégées par des blocs de pierre. Ces mesures d'étanchéité se sont révélées si efficaces que les sources ont tari et que le niveau de la nappe d'eau souterraine dans la croupe s'est abaissé au-dessous des niveaux habituels de cette nappe pendant les crues printanières précédentes.



QUESTION N° 10

MAYER  
FRANCE

TROISIÈME CONGRÈS  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

DISPOSITIONS LES PLUS RÉCENTES POUR EMPÊCHER LA  
FORMATION DES RENARDS\*

A. MAYER

*Inspecteur Général des Mines*

L'objet du présent rapport est d'exposer les méthodes mises au point au cours des dernières années aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, pour étancher les terrains perméables au moyen d'injections.

Tous les essais décrits ont été effectués à notre Laboratoire, les travaux sur le terrain exécutés par la Société E.F.T.H. ( Entreprises de Fondations et Travaux Hydrauliques ).

Je saisis l'occasion de remercier ici MM Florentin et l'Hériteau, qui ont, tant au laboratoire que sur le terrain, travaillé à la mise au point des méthodes qui sont décrites ci-dessous, et MM Ischy et Giron, Directeurs de la Sté E.F.T.H. et leurs ingénieurs, auprès desquels nous avons toujours trouvé la plus grande compréhension et l'aide la plus efficace pour la mise en application des principes établis au Laboratoire.

I — GÉNÉRALITÉS, ÉTUDES AU LABORATOIRE

Nous ne nous proposons pas ici de faire un exposé général des méthodes mises au point au cours des dernières années pour l'étanchement des terrains perméables et le mode de calcul des différents cas. Nous avons essayé dans notre petit ouvrage " Les Terrains Perméables — Dunod 1947 ", de donner un résumé rapide de la question. Nous voudrions, dans ce rapport, nous limiter à ce qui a été l'objet de notre étude au laboratoire: l'étanchement par injections des terrains sédimentaires récents.

Les méthodes mises au point ont pu être utilisées, notamment au barrage de Castillon pour la consolidation d'une masse rocheuse, perméable par sa fissuration, mais leur véritable objet était l'étanchement de sables et graviers en place au moyen d'injections appropriées.

---

\*The most recent precautions to avoid the formation of pipings.

Le problème s'était posé pour la première fois à nous en 1935 à l'occasion de l'étude de la stabilité de la digue du Caramy, qui assure l'alimentation en eau de la ville de Toulon. Cette digue, parfois connue sous le nom de digue de Carcès, est une digue en terre de faible hauteur (une quinzaine de mètres), assise sur les alluvions de la vallée du Caramy, constituées en surface par quelques mètres de limon recouvrant une couche de sable fin d'une dizaine de mètres.

Le projet était d'assurer l'étanchéité du sous-sol au moyen d'un rideau de palplanches en béton armé; mais, faute des moyens nécessaires, le battage des palplanches en béton à travers la couche de sable sans emploi d'eau n'avait pas été possible. Le batteur avait trouvé le refus après quelques mètres de sable et tout le fond de la vallée était en l'état.

Notre laboratoire fut à l'époque consulté pour savoir si les infiltrations à prévoir à travers cette couche de sable risquaient de provoquer des entraînements et de déterminer la formation de renards; si l'éventualité avait été à redouter, il aurait fallu examiner comment assurer l'étanchéité du sous-sol, et comment réaliser le rideau nécessaire.

L'étude à laquelle nous avons procédé à l'époque nous conduisit à la conclusion que le diamètre des grains de sable et la longueur d'infiltration donnaient toute sécurité, et que l'on pouvait sans crainte laisser les infiltrations se produire sous le barrage sans avoir à redouter la formation de renards. Des observations faites durant le remplissage justifiaient notre point de vue et depuis cette époque le barrage existe et est en service. Mais dès ce moment, nous nous étions posé la question de l'étanchement d'une couche sableuse. La solution des palplanches métalliques aurait été dans le cas considéré la plus économique, mais ce n'était pas la seule. On pouvait en particulier chercher à réaliser, par injections à travers le corps du barrage, un rideau étanche permanent.

Le problème fut posé peu de temps après, en 1936, à l'occasion de l'étanchement de la retenue du barrage du Sautet, retenue dont une face, constituée par un dépôt morainique, avait été reconnue perméable au moment du remplissage.

La solution étudiée dans le cas du barrage de Carcès pouvait convenir pour le Sautet, à la condition d'être économique et de permettre d'obturer des passages rapides d'eau.

Ces différents problèmes nous conduisirent à réaliser au laboratoire un dispositif d'essais qui a donné les meilleurs résultats.

Dans un tube de 20 cm. de diamètre environ, construit pour résister à des pressions élevées, on fait pénétrer au centre, une canalisation perforée sur toute sa longueur. On remplit le tube au moyen des alluvions que l'on se propose d'injecter. Dans un bac on prépare le mélange et on l'envoie dans le cylindre, au moyen d'une pompe, ou plus simplement, grâce à l'air comprimé. Au bas du cylindre, un tube de vidange fermé à sa partie supérieure par un tamis, permet la sortie du liquide qui aurait traversé, les alluvions.

Au moyen de cet appareil, nous avons pu au laboratoire, effectuer des essais en injectant les diverses méthodes d'injection connues.

Nous donnerons ci-dessous les résultats sommaires de ces essais.

## 1° CIMENT

Les essais montrèrent immédiatement que les injections de ciment dans les alluvions étaient vouées à l'échec. Le ciment dans l'eau, lorsqu'il n'est

pas maintenu en suspension artificiellement, a tendance à se déposer. Le passage, entre les grains d'un matériau alluvionnaire, favorise ce dépôt. Dans le cas de gravier ou de sable grossier qui ne retient pas le ciment, celui-ci est entraîné par l'eau, et se retrouve intact à la sortie du tube d'essai; au contraire, dès que la masse à injecter est à grains plus fins, le ciment est filtré et se retrouve en plaques dans les zones les plus perméables. Nous fûmes donc conduits immédiatement à abandonner l'emploi du ciment dans l'injection des milieux perméables et à rechercher d'autres solutions.

## 2° PRODUITS CHIMIQUES

La question des injections de produits chimiques a été à notre connaissance, étudiée pour la première fois en Allemagne par Joosten, qui a réalisé des étanchements au moyen d'injections de silicate de soude. Le principe de Joosten était l'injection au moyen de deux tubes concentriques d'une solution de silicate de soude et de chlorure de calcium. Le silicate, au contact du chlorure formait un gel qui obturait tous les vides de la masse; malheureusement cette formation de gel étant instantanée, un écran étanche se formait au moment de l'injection autour du tube perforé et l'obtention d'une paroi étanche nécessitait l'exécution d'un très grand nombre de sondages situés à moins de 70 cm. l'un de l'autre. Plus tard la Sté Rodio chercha à avoir une prise moins rapide et réussit à obtenir par l'emploi de réactifs convenables et en partant du silicate de soude, un liquide susceptible d'être injecté et qui ne formerait un gel qu'au bout d'un certain temps. Cette technique a été appliquée pour l'étanchement des fondations du barrage de Bou Hanifia, en Afrique. La question a été ensuite reprise à notre laboratoire. Les essais très nombreux qui ont été faits ont montré, qu'étant donné un matériau destiné à être injecté, il existe presque toujours un réactif qui, mélangé en proportion convenable au silicate de soude, permettrait d'injecter celui-ci à l'état liquide, et donnerait un gel à l'intérieur de la masse au bout d'un temps déterminé.

Il ne suffit pas de dire que l'on prépare un mélange silicate de soude et réactif, tel qu'il donne un gel faisant prise en 1/4 d'heure ou 1/2 heure, il faut encore que cette prise ne soit ni accélérée ni retardée par des éléments constitutifs du matériau que l'on se propose d'injecter. Des essais faits sur une grande échelle, notamment aux Etats-Unis, dans des sables imprégnés, soit de sel marin, soit de sulfate de chaux, ont échoué à cause de l'action propre des électrolytes du terrain naturel. C'est pourquoi, dans chaque cas particulier, une étude préalable au laboratoire du mélange silicate et réactif en présence des alluvions à étancher est indispensable.

Au cours de nos essais, un certain nombre de réactifs, acides chlorhydrique et sulfurique, dissolution de sels métalliques divers, etc. . . ont été essayés et tarés; mais aucune étude de laboratoire n'évite la vérification sur le terrain, lorsqu'on est en possession du silicate de soude industriel qui devra effectivement servir à l'injection.

## 3° ARGILE

Les résultats obtenus avec les produits chimiques au laboratoire permettaient d'envisager des résultats excellents.

En utilisant les mélanges à prise relativement lente, on pouvait espérer avoir, après injection et avant prise, une distance de parcours dans le terrain suffisante pour pouvoir écarter les sondages, bien plus que dans le procédé Joosten. Néanmoins, les prix élevés des produits injectés devaient rendre,



malgré tout, l'opération onéreuse, et nous nous efforcâmes de rechercher des matériaux naturels susceptibles de donner à l'injection des résultats aussi bons que les silicates, sans cependant être aussi onéreux.

Nous nous sommes appuyés sur les propriétés de certaines argiles de donner en suspension dans l'eau des coulis thixotropiques. Il en est ainsi notamment de la bentonite. Une suspension de bentonite, liquide aussi longtemps qu'on la maintient en mouvement, se fige et donne un gel, dès qu'elle est au repos; cette propriété est d'ailleurs réversible, car si l'on agite une suspension figée, elle reprend son état liquide et peut de nouveau circuler dans des pompes.

Cette propriété désignait évidemment la bentonite pour des essais d'étanchement d'alluvions perméables; malheureusement, il n'y a pas en France de bentonite véritable et nos essais n'avaient porté que sur de petites quantités de bentonite américaine; le prix de celle-ci, rendue en Europe, faisait d'ailleurs qu'elle était inutilisable dans les travaux. Néanmoins, au laboratoire, nous pûmes constater qu'une suspension de bentonite dosée de manière à ne décanter que très lentement, pouvait être injectée dans les sables qui auraient retenu des grains de ciment. Le problème était donc pour nous de reproduire, au moyen des argiles dont nous disposions, des suspensions suffisamment stables, pour être injectées et à grains suffisamment fins pour pénétrer dans des alluvions peu perméables. Les essais de laboratoire réussirent parfaitement et il fut possible de trouver différentes qualités d'argiles françaises qui, traitées au laboratoire, donnaient des suspensions thixotropes. Le produit obtenu donnait d'une part une suspension stable; il avait, d'autre part, une certaine rigidité. L'intérêt de cette rigidité était de permettre au mélange d'obturer les passages relativement larges.

L'intérêt des suspensions d'argile put facilement au laboratoire être démontré par l'expérience suivante:

Ayant rempli notre cylindre de matériaux relativement grossiers, tel qu'un sable à gros grains, nous y avons injecté une suspension de ciment. Comme nous l'avons dit, ou les matériaux étaient très grossiers, et alors le ciment traversait la masse sans rien obturer, ou les matériaux étaient très fins et alors les grains de ciment étaient filtrés et s'accumulaient dans certaines zones sans étancher le reste de la masse. Au contraire, avec des suspensions d'argile, on arriva, dans tous les cas, à faire une suspension suffisamment rigide pour être obligé d'arrêter l'injection, la masse primitivement perméable étant devenue parfaitement étanche.

Le contrôle de la rigidité des suspensions peut être effectué très simplement au laboratoire au moyen d'un aréomètre Baumé. On a constaté en effet que lorsqu'on plongeait un densimètre dans une suspension sans rigidité, dont la densité réelle serait de  $d_0$ , le densimètre s'enforce effectivement jusqu'à la graduation correspondante; par contre, si la suspension a une certaine rigidité, c'est-à-dire une certaine résistance due à sa structure, le densimètre s'enfonce moins et marque une densité  $d_1$  supérieure; le rapport  $\frac{d_1}{d_0}$  permet avec le densimètre de caractériser la rigidité de la suspension; il arrive même, dans certain cas, que des suspensions soient assez rigides pour que le densimètre flotte sans indiquer aucune déviation.

Un appareil plus scientifique, le rigidimètre: B.F.R.— compte rendu de l'Académie des Sciences 1941, page 682 — basé sur le principe du pendule de torsion, permet la mesure de la rigidité absolue, dans des études théoriques.

Malgré leur très grand avantage d'économie, les injections d'argile ne permettent pas d'étancher des couches sableuses à grains aussi fins que les

produits chimiques. Lorsque les grains de sable sont assez fins pour filtrer les éléments les plus gros de l'argile, celle-ci ne pénètre pas dans la masse et l'injection est impossible. Nos essais ont montré que les produits chimiques permettaient d'injecter des sables dont les grains avaient des dimensions supérieures à 1/10 mm., tandis que les argiles ne permettaient pas de descendre au-dessous de 2/10 mm.

#### 4° INJECTIONS MIXTES

L'intérêt des suspensions d'argile stables, telles que nous les avons décrites ci-dessus, est qu'elles permettent de faire pénétrer dans un milieu perméable des éléments à grains relativement gros que, grâce à sa rigidité, le coulis maintient en suspension: c'est ainsi que l'on a pu, dans des sables grossiers, faire des coulis constitués par de l'argile tenant un sable fin en suspension, ou même de l'argile tenant en suspension du ciment. Un milieu qui filtrerait les grains de ciment s'ils étaient seuls, les laisse pénétrer s'ils sont enrobés dans un coulis d'argile stabilisée qui lubrifie les grains de sable et facilite leur pénétration. Il y a là, croyons-nous, un élément extrêmement intéressant, en ce qu'il permet de donner un caractère définitif aux rideaux étanches constitués par injections, car les grains de ciment ainsi disséminés dans la masse font leur prise et se fixent en assurant la stabilité de l'ensemble. Un pareil mélange n'aura évidemment jamais la résistance d'un mortier; une injection ternaire d'argile sable et ciment dans un milieu constitué par des galets non liés n'aura pas non plus la résistance d'un béton, mais l'expérience a prouvé que l'on arrivait déjà à des résistances notables, de l'ordre parfois de 30 kg./cm<sup>2</sup>, c'est-à-dire de l'ordre d'une roche tendre, et que la méthode ainsi mise au point permettait une véritable consolidation de terrain qui complétait son étanchement.

Tels sont les essais auxquels il a été successivement procédé à notre laboratoire, au cours des années de mise au point de ces procédés d'étanchement; nous devons signaler que d'excellents résultats ont été obtenus pendant la guerre par la Shell avec un produit bitumineux injecté sous forme d'émulsion qui se rompt dans le terrain. La difficulté d'obtenir ces émulsions à l'époque a fait que nous nous sommes orientés dans une direction toute différente qui possède un large champ d'application.

## II — ÉTANCHEMENT DES ALLUVIONS DE GENISSIAT

### (a) GÉNÉRALITÉS

La première utilisation sur une grande échelle des méthodes ainsi mises au point a été effectuée lors de la construction du barrage de Génissiat.

Le problème était le suivant:

L'ouvrage de 83 m. de hauteur devait être assis sur le fond rocheux de la vallée du Rhône préalablement mis à nu. Pour cela, il fallait pouvoir ouvrir dans les alluvions de 35 m. de hauteur, une fouille à sec. Le problème posé pour l'exécution des batardeaux était de savoir comment étancher cette masse considérable d'alluvions constituées par des sables et galets de perméabilité moyenne.

La solution qui avait été envisagée tout d'abord par la Compagnie Nationale du Rhône était l'exécution de deux rideaux de palplanches, l'un en aval, l'autre en amont. Le rideau aval fut effectivement battu sans trop

de difficultés; l'exécution du rideau amont se heurta, au contraire, à des difficultés considérables.

Par suite d'une singularité naturelle, les alluvions, à cet endroit, contenaient de gros blocs, de plusieurs mètres cubes, qui empêchaient le battage des palplanches. En outre, la rive gauche présentait un surplomb important, tel que le partie inférieure des alluvions ne pouvait être atteinte qu'en traversant la rocher en place. La solution d'un écran de palplanches était donc impossible.

La Compagnie du Rhône avait envisagé des injections de ciment. Elle avait à cet effet essayé de réaliser un écran de forme circulaire et de creuser un puits à l'intérieur de celui-ci. Les essais de creusement du puits ont montré que les parois n'en étaient pas étanches et que le ciment, comme nous le savions d'après nos expériences de laboratoire, n'avait fait que se déposer dans des zones privilégiées au lieu de constituer un écran continu.

C'est dans ces conditions que les dirigeants de la Compagnie, intéressés par les résultats obtenus par nous au Sautet, voulurent bien nous demander de procéder, en liaison avec la Société des Procédés Rodio, dont la Société E.F.T.H. a pris la suite, à l'exécution d'un rideau d'étanchéité constitué par des injections d'argile et de produits chimiques.

L'exécution de ce travail a permis la mise au point de la méthode; il est d'ailleurs vraisemblable que, si le travail devait être exécuté actuellement, la technique employée serait légèrement différente.

Les travaux de Génissiat ont permis de constater:

1° Que la comparaison entre le batardeau amont étanché par injections et le batardeau aval, réalisé au moyen de palplanches, était en faveur de la première méthode. Lors de l'exécution du barrage, on put distinguer entre les apports d'eau venus d'aval et ceux filtrant par amont. En aval on dut maintenir le pompage pendant toute la durée des travaux, alors que, en amont, les venues d'eau furent négligeables au bout de peu de temps, et tout pompage put être interrompu.

2° Tant en amont qu'en aval d'ailleurs, l'efficacité des batardeaux s'est avérée telle que ces ouvrages, conçus tout d'abord comme pré-batardeaux destinés à permettre seulement la construction de deux batardeaux en béton de part et d'autre de la fouille assurèrent seuls l'étanchéité de la fouille, la direction de la Compagnie ayant, devant les bons résultats obtenus, renoncé à l'exécution des batardeaux en béton. L'expérience à cet égard a été d'autant plus concluante qu'en cours de travaux, pour des raisons d'ordre militaire, ordre fut donné de noyer la fouille, et que l'on put, après remplissage intégral de celle-ci, la vider par pompage sans que les sous-pressions, produites lors de l'abaissement de la nappe dans les alluvions amont aient modifié en rien l'étanchéité réalisée par l'écran.

Les injections n'étant efficaces qu'à partir d'une certaine profondeur, en raison de la nécessité d'utiliser une certaine pression pour faire pénétrer les produits dans la masse, on décida de constituer le rideau au moyen de palplanches jusqu'à une profondeur de 6 à 8 m., les injections venant ensuite se poursuivant jusqu'au terrain naturel à 35 m. de profondeur.

Le projet initial prévoyait l'étanchement au moyen d'injections de silicate; celles-ci devaient être effectuées dans des sondages situés dans l'axe de l'écran à établir, et distants de 1 m. 50 l'un de l'autre. Pour éviter une dispersion excessive du silicate, on décida de faire, de part et d'autre de ce premier rideau, un écran constitué par des injections d'argile traitée, dans des sondages distants de 3 m. l'un de l'autre. En réalité l'expérience montra que chacun des deux écrans ainsi obtenus aurait suffi sans même d'injections au silicate pour avoir un étanchement suffisant.

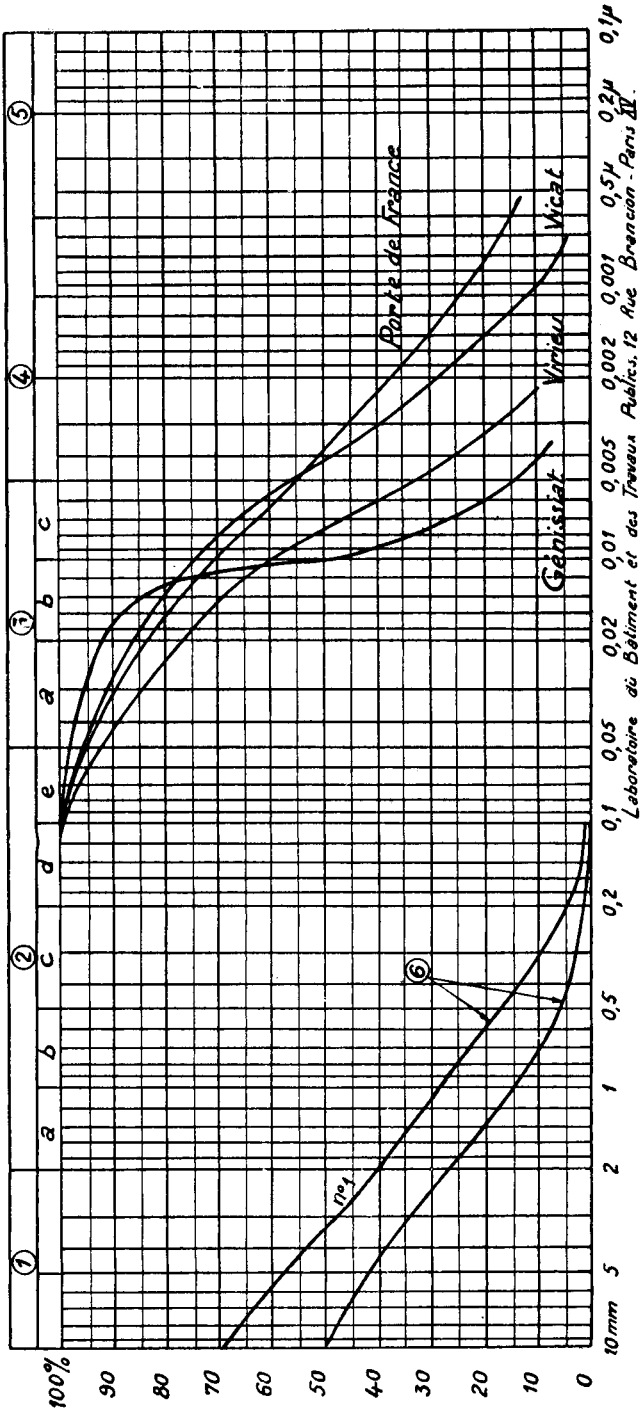


FIG. 1 — Chute de Genissiat. Analyses granulométriques: (1) Gravier. (2) Sable: (a) très gros; (b) gros; (c) moyen; (d) fin; (e) très fin. (3) Silt: (a) gros; (b) moyen; (c) fin. (4) Argile. (5) Colloïdes. (6) Alluvions.

Genissiat Dam. Mechanical analyses: (1) Gravel. (2) Sand: (a) very coarse; (b) coarse; (c) medium; (d) fine; (e) very fine. (3) Silt: (a) coarse; (b) medium; (c) fine. (4) Clay. (5) Colloids. (6) Alluvial deposits.

Lors de l'exécution du rideau central en effet, on constata que le terrain extrait au cours des sondages était imprégné d'argile, que le volume de silicate que l'on injectait dans chacun des trous correspondait exactement au volume de terrain délavé lors de l'exécution du sondage, enfin que l'on pouvait, au centre d'un rectangle ayant pour côtés 3 et 4 m., monter en pression jusqu'à 6 et 8 kg./cm<sup>2</sup>, sans pour cela pouvoir augmenter les quantités injectées. Cette pression était supérieure à celle correspondant à la hauteur totale de la retenue une fois le barrage exécuté; elle devait donc être largement suffisante au cours de la construction de celui-ci.

#### (b) MODE D'EXECUTION

L'exécution des sondages et des injections a été très simple, bien que rendue assez difficile par les variations brusques du niveau du Rhône et la rigueur de la température. L'outillage de perforation a pu servir pour les injections. Les alluvions étant assez homogènes n'ont pas nécessité l'emploi d'obturateurs spéciaux pour isoler les couches de perméabilité différente que l'on désirait injecter.

L'exécution des trous comportait l'enfoncement par percussion d'un tube de 4 pouces de diamètre muni d'un sabot très résistant à la pointe. Le tube était vidé par lavage des alluvions qui y pénétraient. Pour traverser les gros éléments du rocher qui auraient arrêté les palplanches, on utilisait un trépan pour permettre l'enfoncement du tube. Dans ce cas, on faisait les injections à travers le tube même, en munissant simplement l'orifice supérieur d'une tête spéciale d'injection liée à la pompe. Les injections à Génissiat ont été faites par passes successives, régulières, de bas en haut, en relevant progressivement la colonne d'injection. Le trou injecté ne s'éboulait pas par suite de l'action du coulis qui agissait à la manière de l'eau lourde dans un forage au Rotary. Ce coulis devenait d'ailleurs très ferme en profondeur et formait une sorte d'obturateur à la partie inférieure du trou.

Ce dispositif sans obturateur n'a pu être utilisé que par suite de l'homogénéité du terrain. S'il y avait eu en effet des couches de perméabilité très différente, il aurait été nécessaire de les traiter successivement au moyen de coulis adaptés à chaque cas. Seuls les essais d'eau faits au moment de la perforation permettent de déterminer la perméabilité des différentes couches et de les injecter successivement en les isolant par des obturateurs spéciaux.

#### (c) DESCRIPTION DE LA CENTRALE D'INJECTIONS

##### 1° *Injections d'argile*

Les engins suivants étaient reliés en série depuis l'alimentation en matériaux jusqu'à l'orifice du trou d'injection.

(a) 2 malaxeurs de 500 litres de capacité effective, avec une vis hélicoïdale pour l'homogénéisation.

Dans le premier malaxeur, on mettait la quantité d'eau et d'argile en poudre dans les proportions déterminées au laboratoire. Après homogénéisation, on ajoutait les produits chimiques nécessaires. Le contenu de ce premier malaxeur était vidé dans le second, absolument identique, et qui servait de réserve pour la pompe d'injection.

(b) Une pompe d'injection, du type à piston, mais avec 3 cylindres et clapets à billes (Worthington Triplex). Cette pompe permettait un régime assez continu de l'injection et donnait la possibilité d'atteindre sans aléas des pressions allant jusqu'à 10 kg./cm<sup>2</sup>.

La pompe d'injection était liée elle-même au tube d'injection par un tube flexible en caoutchouc armé.

L'ensemble de cette installation était muni des by-pass nécessaires à la mise hors circuit de l'un ou l'autre des éléments. La pression était mesurée par un manomètre fixé en tête du tube d'injection. Les ingrédients chimiques nécessaires au traitement de l'argile étaient ajoutés avec des vases gradués.

### 2° Injections de produits chimiques

Le silicate arrivait en fûts et ces fûts étaient vidés au moyen de pompes à main pour liquides très visqueux.

L'acide chlorhydrique utilisé comme réactif arrivait en bonbonnes de verre et était manipulé à la main.

L'installation comprenait les éléments suivants:

(a) 2 bacs pour dilution du silicate de soude, munis de jaugeurs de volume.

(b) 2 bacs pour la préparation du réactif acide, munis également de jaugeurs de volume.

(c) 2 malaxeurs de 200 l. de capacité à axe vertical.

(d) Les bacs " a " et " b " permettaient de remplir 2 réservoirs doseurs spéciaux, affectés respectivement au silicate dilué et au réactif acide en proportions convenables pour obtenir le gel. On versait dans le premier malaxeur le silicate d'abord, puis, progressivement, le réactif acide. Après homogénéisation, le contenu du premier bac était vidé dans le second qui servait de réservoir pour la pompe d'injection.

### 3° Pompe d'injection

C'était une pompe dont le moteur à piston fonctionnait en réalité en régime discontinu, mais le débit pouvait être facilement commandé en agissant sur la vitesse du moteur à air comprimé.

Cette installation était, comme la précédente, munie de bypass, manomètre, etc. . .

### (d) QUELQUES CHIFFRES

La surface du rideau injecté entre le rocher et la cote de base des palplanches est de 300 m<sup>2</sup> environ.

Il a été utilisé 634 t. d'argile sèche en poudre, représentant 1.250 m<sup>3</sup> de coulis.

Le traitement de cette argile a nécessité l'utilisation de 10 m<sup>3</sup> 1.250 de silicate de soude à 35°-37° Baumé (densité 1,36) et de 0,725 m<sup>3</sup> d'acide chlorhydrique industriel de densité 1,16, mais dilué dans l'eau à 1/10 environ.

Les injections de silicate de soude ont conduit à une consommation totale de 44,2 m<sup>3</sup> de silicate de soude et de 3,8 m<sup>3</sup> d'acide chlorhydrique. L'un comme l'autre des deux produits était d'ailleurs utilisé après dilution de sorte que le coulis moyen finalement injecté comportait environ 1/3 de silicate de soude concentré, l'acide chlorhydrique nécessaire à la prise, le reste, soit environ 2/3 d'eau, ayant servi à la dilution des 2 composants.

Ce sont là des consommations moyennes, mais nous signalons, par exemple, que 4 des sondages injectés à l'argile (17-18-19-20) ont consommé respectivement: 76, 92, 53 et 93 tonnes, soit un total de 314 tonnes, représentant la moitié de l'argile injectée dans tout le rideau.

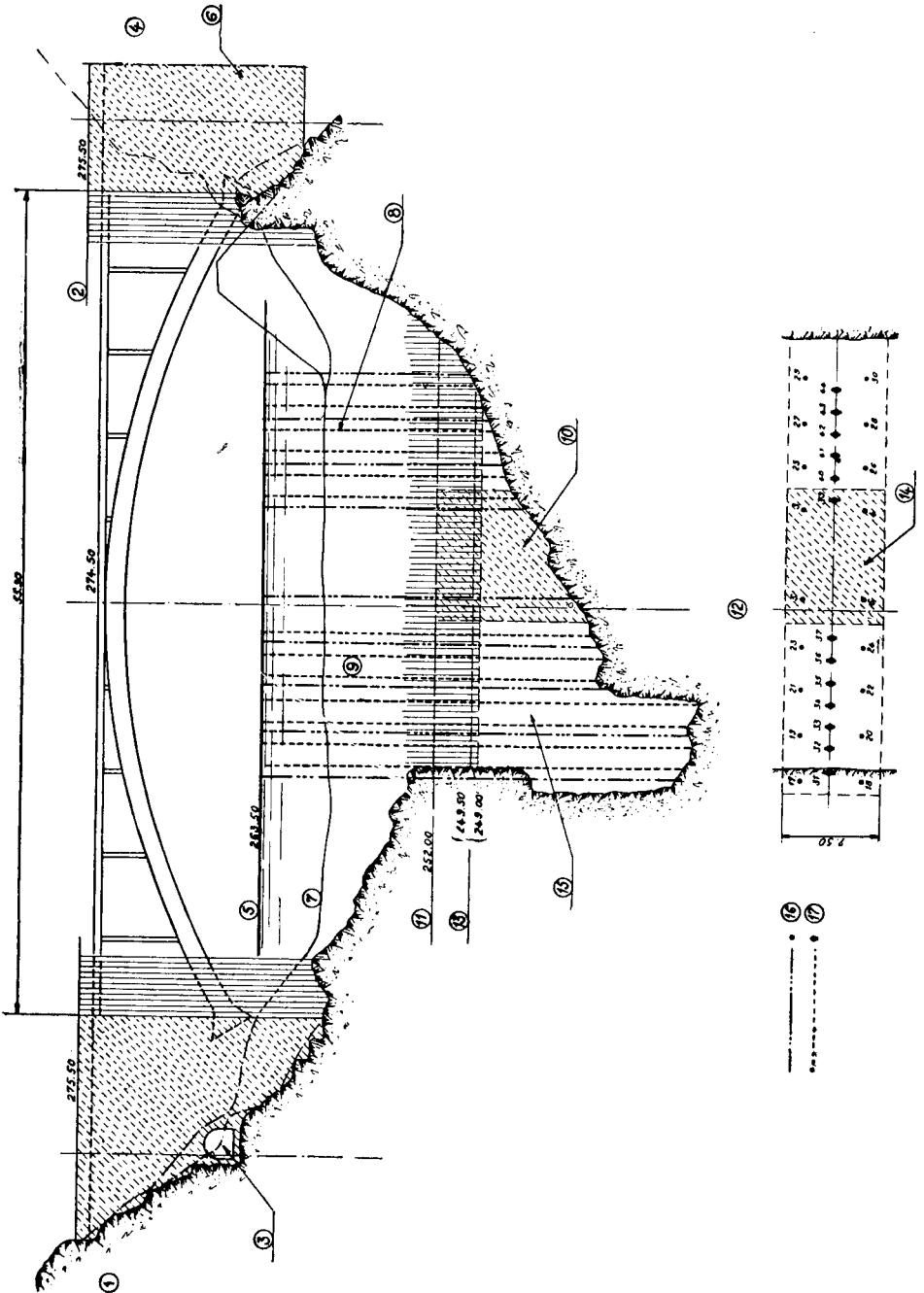


FIG. 2.

Dans ces forages, qui pratiquement consommaient d'abord de l'argile sans pression, les injections ont finalement été terminées à des pressions atteignant 9 kg.

Il est intéressant de signaler que les 2 forages injectés au silicate (31 et 32), et compris à l'intérieur du quadrilatère des sondages 17, 18, 19 et 20, n'ont pas donné lieu à des consommations anormales et qu'ils ont pu être terminés sous forte pression. La consommation moyenne y a, en effet, atteint 0,250 m<sup>3</sup> de silicate au mètre linéaire de forage, valeur qui est du même ordre de grandeur et même légèrement inférieure à la moyenne totale de la consommation dans le rideau.

D'autre part, nous signalons qu'au moment de l'exécution du rideau de palplanches dans cette zone, par suite du très fort serrage qui avait été réalisé par les injections, il a fallu utiliser pour le battage des palplanches un mouton beaucoup plus puissant qu'ailleurs.

Tels sont les résultats obtenus lors de l'exécution de l'écran du batardeau amont du barrage de Génissiat. Au point de vue économique, nous pouvons signaler que cet écran, conçu avec un luxe de précaution que l'expérience a révélé presque excessif, n'a pas coûté davantage au mètre carré étanché que l'écran de palplanches battu en tête. Il a été nettement plus économique que ne l'aurait été un rideau de palplanches que l'on aurait voulu battre, si on l'avait pu, sur toute la hauteur des alluvions.

On peut se demander, devant l'aisance avec laquelle il a été possible d'étancher une couche perméable de grande hauteur, si la solution à l'avenir, pour la construction d'un barrage dans une vallée d'un type analogue ne serait pas d'asseoir simplement l'ouvrage définitif sur des alluvions, en choisissant pour cela un type de barrage souple, susceptible de se plier au tassement de la fondation plutôt que d'enfouir dans le sol des quantités de béton considérables nécessaires dans le cas d'un barrage poids pour rattraper simplement le niveau du fond de la retenue.

### III — DIGUE DU LAC NOIR

Si l'exemple de Génissiat peut être considéré comme ne rentrant pas absolument dans le cadre posé au Congrès de Stockholm, du fait qu'il ne s'agit pas d'infiltrations sous un barrage mais sous un batardeau, le cas de la digue du Lac Noir, au contraire, est particulièrement caractéristique, car il y avait lorsque les travaux furent commencés effectivement des renards sous la digue, et qu'à la fin des travaux ces renards avaient complètement disparu.

Nous examinerons ci-dessous comment se présentait l'ouvrage à étancher et indiquerons les études qui ont permis dans le cas particulier la mise au point de la méthode et les résultats qui ont été obtenus.

←  
 FIG. 2 — Légendes. (1) Rive gauche. (2) Planches arasées à 275,50. (3) Canal d'inondation des fouilles. (4) Rive droite. (5) Niveau de l'eau, 263,50. (6) Mur d'étanchéité. (7) Lit du Rhône. (8) Rideau de choc. (9) Alluvions. (10) Zone d'essai. (11) Niveau supérieur des injections, 252. (12) Disposition des forages. (13) Niveau inférieur des palplanches. (14) Zone d'essai. (15) Zone injectée. (16) Injection d'argile. (17) Injection de produits chimiques.

Legends. (1) Left bank. (2) Boards at elev., 275.50. (3) Flooding channel of excavation works. (4) Right bank. (5) Water level, elev., 263.50. (6) Impervious wall. (7) River bed of the Rhône river. (8) Shock absorbing curtain. (9) Alluvial deposits. (10) Test area. (11) Upper level of grouting, elev., 252. (12) Location of borings. (13) Lower level of sheet piles. (14) Test area. (15) Grouted area. (16) Clay grouting. (17) Chemical grouting.



## 1° GÉNÉRALITÉS

Le Lac Noir est situé dans les Vosges, au-dessus de la ville de Colmar. Il est situé à l'emplacement d'un ancien glacier dont la moraine frontale, restée en place et devenue étanche au cours des temps, a retenu les eaux qui coulent de la montagne.

La moraine est constituée par une masse argilo-sableuse contenant des blocs de granit de toutes dimensions.

Depuis 1850 des travaux avaient été effectués pour augmenter la capacité du réservoir constitué par le lac et pour régulariser le cours des ruisseaux qui s'en échappent et qui arrosent la vallée d'Orbey dans le département du Haut-Rhin.

Ces ouvrages ont été successivement, un simple mur de retenue, puis une digue constituée par du tout-venant de moraine avec noyau central en maçonnerie, enfin une digue avec mur de pied et parement amont en maçonnerie étanche ou supposée telle.

En 1932, la Sté Hydroélectrique des Vosges exécuta un ensemble de travaux d'aménagements hydroélectriques de la région qui comportait l'utilisation du Lac Noir et du Lac Blanc comme accumulateurs hydrauliques. Le courant électrique produit de nuit par l'usine de Kembs devait être utilisé pour pomper de l'eau du Lac Noir dans le Lac Blanc situé à peu de distance, et cette eau devait être vidée chaque jour de manière à produire du courant électrique de pointe et valoriser ainsi les kW. produits en heures creuses par l'usine de Kembs. Le Lac Noir qui n'était jusque là qu'un réservoir saisonnier avec variations lentes de niveau, devenait un réservoir journalier avec des variations pouvant atteindre 18 m. par jour.

L'ouvrage fut légèrement consolidé, le mur de pied prolongé en profondeur sans cependant que l'on ait changé fondamentalement sa nature. La digue avait et a encore 15 m. de hauteur et 76 m. de longueur en crête; le parement amont est constitué par de la maçonnerie ordinaire, comme d'ailleurs le mur central de l'ouvrage. Dès la mise en service de l'usine, on remarqua qu'il se passait des phénomènes d'érosion extrêmement graves dans et sous le corps de la digue, qui provoquèrent des tassements et des ruptures des ouvrages rigides inclus dans la masse.

Lorsque le lac était plein, des résurgences se faisaient jour à l'aval de l'ouvrage; à l'heure des baisses rapides, des renards importants avec entraînement de sable apparaissaient sur toutes les berges devant la digue elle-même. Nous pouvons indiquer l'importance des pertes d'eau en signalant que celles-ci, mesurées à l'aval, étaient passées de 40 l. sec en 1933, à 80 l. en 1939, et que d'autre part, l'entraînement du sable à l'aval était de l'ordre de 220 l. par jour, tandis que l'entraînement à l'amont variait de quelques dizaines de litres à quelques centaines, suivant les conditions d'abaissement de la nappe du lac.

## 2° ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

Devant ces constatations, la Société Hydroélectrique des Vosges fit procéder à une étude systématique de l'ouvrage et du sol des fondations; il apparut que la digue était fondée sur du terrain morainique partiellement délavé dans sa partie superficielle où l'on pouvait constater des circulations d'eau importantes. Les variations du niveau de l'eau et les sous-pressions en résultant avaient produit à l'amont un délavage des dépôts qui constituaient la fondation de l'ouvrage ainsi qu'une attaque des maçonneries du

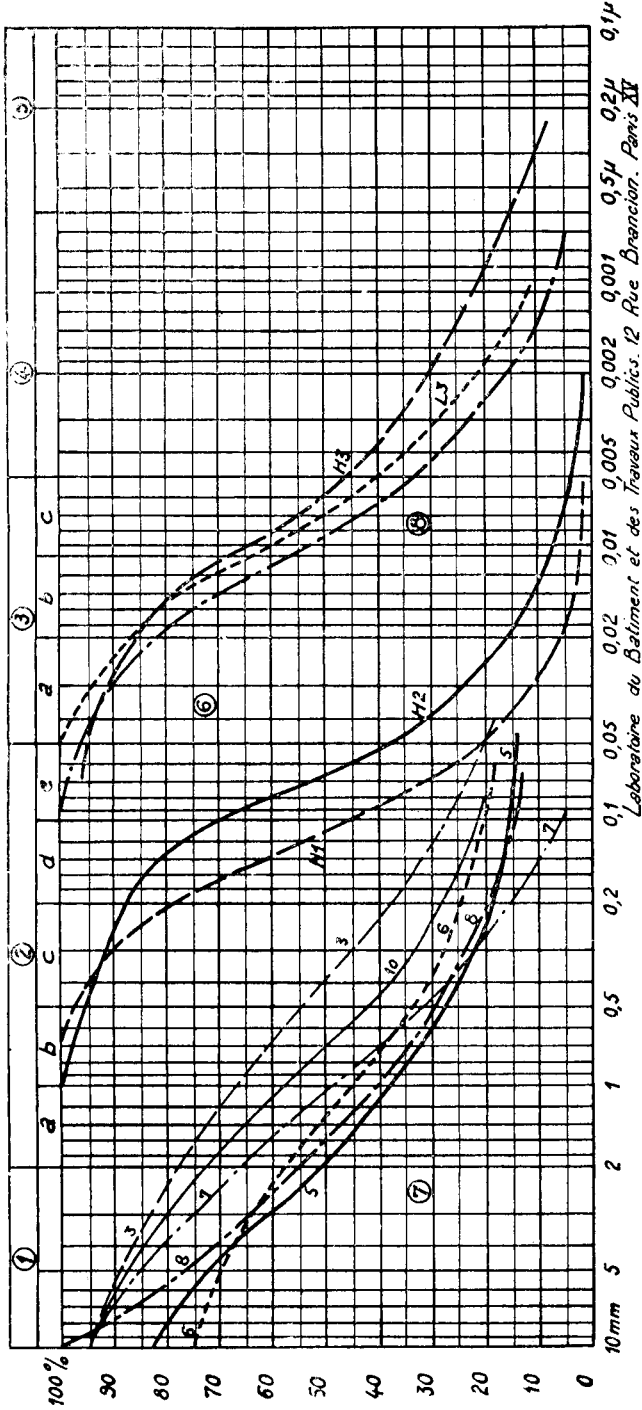


Fig. 3 — Lac Noir. Analyses granulométriques. (1) Gravier. (2) Sable (a) très gros; (b) gros; (c) moyen; (d) fin; (e) très fin. (3) Silt (a) gros; (b) moyen; (c) fin. (4) Argile. (5) Colloïdes. (6) Matériaux injectés. (7) Terrains à injecter. (8) Argile "Gilardoni".

Lac Noir. Mechanical analyses. (1) Gravel. (2) Sand (a) very coarse; (b) coarse; (c) medium; (d) fine; (e) very fine. (3) Silt (a) coarse; (b) medium; (c) fine. (4) Clay. (5) Colloids. (6) Grouted materials. (7) Soil to be grouted. (8) "Gilardoni" clay.

parement amont. Il est certain d'ailleurs que la nature acide des eaux descendant des massifs gréseux devait avoir un effet désastreux sur les maçonneries anciennes à forte teneur en chaux qui constituaient à la fois le parement amont et le mur de pied de la digue. Des tubes piézométriques battus dans le corps de la digue montrèrent que le niveau de l'eau à l'intérieur de celle-ci variait comme celui du lac. L'étanchement de l'ouvrage n'était donc plus assuré que par l'ancien mur central, lui-même assis sur un terrain perméable. Une série de sondages de reconnaissance forés dans la masse même de la digue permirent d'effectuer aux différents niveaux des prélèvements des matériaux constitutifs de celle-ci. On trouvera ci-joint un certain nombre de courbes granulométriques caractéristiques.

Des essais d'absorption d'eau effectués en cours de forage montrèrent qu'en un grand nombre de points les matériaux fins utilisés autrefois pour la construction de la digue avaient complètement disparu, et que celle-ci n'avait plus pratiquement aucune étanchéité.

La disparition relativement rapide d'une partie importante des éléments argileux incorporés à l'ouvrage lors de sa construction peut s'expliquer par le fait qu'aucun filtre nouveau n'avait été prévu à l'époque pour retenir les parties fines en cas d'écoulement à travers la digue. La composition granulométrique des matériaux eux-mêmes n'était pas telle que les éléments grossiers aient pu former un filtre pour les parties fines qui assuraient l'étanchéité. A la longue les infiltrations avaient entraîné complètement les parties fines de certaines couches, en transformant la moraine, autrefois étanche, en un dépôt relativement perméable et en créant des canaux de circulation privilégiés.

Le projet de consolidation établi par la Sté "Sondages Etanchements et Consolidation — Procédés Rodio", fut commencé par celle-ci et poursuivi par la Sté E.F.T.H. qui a repris sa suite.

Ce projet comportait le remplissage, au moyen d'injections de la partie du corps de la digue comprise entre le masque amont et le noyau central; puis, l'exécution, au droit du mur de pied, d'un écran étanche encastré en profondeur et latéralement dans la moraine étanche; puis la régénération du parement amont et du mur de pied et la soudure de ces ouvrages au terrain encaissant; le remplissage des renards creusés dans le terrain; enfin le traitement du terrain encaissant les galeries de vidange.

L'ensemble de ce programme a été réalisé par injections dans des conditions qui constituent peut-être le cas le plus complet dont nous ayons eu connaissance d'un étanchement de masse perméable hétérogène.

La reconnaissance ayant établi l'existence de vides de dimensions très différentes, il fallut successivement mettre au point des coulis permettant de remplir ceux-ci. Dans le corps de la digue, autrefois constituée par des matériaux prélevés dans la moraine elle-même, tous les éléments fins avaient été délavés, et la partie supérieure de celle-ci ne comprenait plus que des gros blocs extrêmement perméables; la partie inférieure au contraire était constituée par un sable fin. Il fallait donc aussi bien remplir les zones constituées presque uniquement par des gros blocs, qu'étancher les couches de sable fin, en passant par des terrains dont la granulométrie et la perméabilité présentaient toutes les valeurs intermédiaires.

On mit donc au point au Laboratoire les mélanges suivants:

Tout d'abord un mélange ternaire de sable-ciment-argile très visqueux pour le remplissage des gros vides; puis un coulis d'argile traitée, tenant en suspension du ciment pour le remplissage des vides moyens; ensuite une argile traitée qui devait être injectée seule dans les sables dans lesquels le

ciment n'avait pas pénétré; enfin des produits chimiques destinés à étancher les sables les plus fins. On vérifia que les différents mélanges conservaient leur propriété avec les eaux acides et en présence des roches gréseuses des Vosges.

Nous donnons ci-joint les courbes caractéristiques des argiles utilisées pour ces essais.

Comme dans le cas de Génissiat, les résultats sur le terrain confirmèrent exactement les prévisions faites au Laboratoire, avec cette différence que les réalisations de coulis en grande masse apparurent plus faciles et plus régulières que ne l'auraient donné à espérer les études préalables faites au laboratoire.

### 3° EXÉCUTION DES TRAVAUX

Les travaux furent exécutés entre 1942 et 1944 au milieu de difficultés considérables, tenant notamment à l'emplacement du Lac Noir en zone interdite sous l'occupation. Ils purent cependant être menés à bien. L'injection était exécutée dans les forages eux-mêmes, pris par tranches successives en remontant et en utilisant des tubes à manchettes spéciaux, clavés au terrain à l'aide d'un coulis ciment-argile spécialement étudié.

Dans chaque cas des forages de contrôle vinrent vérifier les résultats obtenus au cours des premières opérations et permirent de s'assurer, en reperforant les tranches à injecter que l'on avait effectivement atteint le but que l'on se proposait.

D'autre part, des piézomètres avaient été répartis dans toutes les régions intéressées et leurs variations en fonction de celles du niveau du lac étaient suivies régulièrement. Enfin le jaugeage des pertes par infiltration, à l'aval, et l'observation des renards, à l'amont, permirent de suivre de façon régulière la variation des pertes à travers la digue.

Le contrôle définitif de l'étanchéité a été réalisé au moyen de puits volants spécialement aménagés de manière à pouvoir mesurer le débit des pertes résiduelles.

Lors de la réception des travaux, les résultats étaient les suivants:

Réduction de 99,5% des pertes par infiltration à travers la digue.

Suppression totale des entrainements de sable.

Suppression des renards à l'amont.

Ces résultats ont été obtenus par la mise en œuvre par injection de

- 1.600 T. de ciment
- 650 T. d'argile
- 585 T. de sable fin
- 416 T. de produits chimiques.

Les travaux purent être conduits sans arrêter ni gêner l'exploitation de l'usine.

Tel est le deuxième exemple que nous comptons exposer d'une méthode actuellement au point pour supprimer tous risques de renard dans la construction des ouvrages fondés sur des couches perméables.

Comme nous l'avons indiqué à propos de Génissiat, l'exécution d'écrans par injections dans une masse servant de fondation à un ouvrage, n'a pas seulement un caractère provisoire; elle peut au contraire, assurer une étanchéité définitive. L'incorporation de ciment dans l'argile qui assure l'étanchéité de cet écran permet une fixation de celle-ci et rend impossible par la suite tout délavage. Réciproquement, le fait que les grains de ciment

sont enrobés dans un coulis d'argile évite l'attaque ultérieure de la chaux libre par l'eau, souvent très pure, qui traverse les massifs alluvionnaires et joue là aussi un rôle de conservation de l'ouvrage.

Nous estimons que cette méthode, dans tous les cas où l'on est en présence de couches perméables de grande hauteur, doit permettre de construire les barrages en considérant comme résolu le problème de l'étanchéité de la fondation, et en se contentant d'asseoir l'ouvrage sur la couche perméable elle-même. L'économie qui en résultera sera considérable.

### R É S U M É

Ce rapport expose les méthodes mises au point au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics à Paris pour éviter la formation de renards dans les massifs perméables et indique les applications qui en ont été faites au cours des dernières années.

Des études systématiques faites tant au laboratoire que sur différents chantiers, en liaison avec la Société E.F.T.H. ont montré que jusqu'aux sables constitués par des grains de 1/10 mm. de diamètre, tous les matériaux perméables pouvaient être étanchés par injection de matériaux convenablement choisis. Selon la granulométrie du terrain, on utilisera les produits chimiques pour les sables très fins, certaines argiles convenablement traitées pour les sables de plus de 2/10 de diamètre, puis des mélanges argile, argile-ciment, sable-argile-ciment, au fur et à mesure que la perméabilité du massif à injecter augmente. Il y a dans chaque cas une étude à faire, d'autant plus que l'on doit s'assurer avant tout que le sol à injecter ne contient pas d'éléments ionisables: gypse, sel marin, baryte, etc., . . qui réagiraient sur les produits injectés et modifieraient leur comportement.

Le rapport expose deux cas particuliers où ces procédés ont fait l'objet d'une application: Le premier est le cas du batardeau amont du barrage de Génissiat où la présence de blocs rocheux dans le lit du fleuve empêchait le battage des palplanches qui avait réussi à l'aval. Les 30 m. d'alluvions du Rhône purent être étanchés au moyen d'un triple écran d'injection comprenant deux écrans d'argile et, entre les deux, à titre de contrôle et de sécurité complémentaire, un écran de produits chimiques. L'exécution de ce dernier permit d'ailleurs de constater l'excellence des résultats obtenus avec les deux premiers, même dans les zones à fortes absorptions.

Le second cas étudié est celui de la digue du Lac Noir dans les Vosges. Ce lac, après avoir été utilisé pendant des années comme réserve pour l'irrigation, fut pris comme bassin d'accumulation par la Sté Hydraulique des Vosges, pour valoriser les kw. de nuit produits par le Barrage de Kembs. De ce jour la digue en gravier à noyau de maçonnerie, simplement assise sur un amas morainique, qui fermerait la retenue, commença à perdre sous l'influence des sous-pressions qui se développaient lors de la vidange quotidienne. On recueillait plus de 200 l. de sable par jour en provenance de la digue, lorsque les travaux furent décidés. Ils purent être effectués sans arrêter l'exploitation et uniquement par injections. On utilisa des produits chimiques, de l'argile, du ciment et du sable. Les entraînements de sable furent complètement arrêtés, les pertes réduites à 1/2% de ce qu'elles étaient.

Ces travaux qui ne sont que des cas particuliers d'une méthode générale ont montré que la technique était maintenant tout à fait au point et pouvait être appliquée sans précautions spéciales sur n'importe quel chantier.

## SUMMARY

This report deals with the methods elaborated by the "Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics" of Paris to avoid the formation of pipings in permeable masses and gives instances of their application during the last few years.

Methodical surveys carried out both in the laboratory and in the field in connection with the E.F.T.H. Company have shown that all permeable materials including even sand made up of grains  $1/10$  mm. in diameter can be rendered watertight through grouting of properly chosen materials.

According to the granulometry of the soil, chemicals should be used for very fine sands, clays suitably treated, for sands, over  $2/10$  mm. in diameter, then mixtures of clay, clay-cement, sand-clay-cement, as the degree of permeability of the mass to be grouted increases. Each case has to be studied separately, as first of all the fact must be ascertained that the soil to be grouted does not contain elements liable to ionization such as gypsum, sea salt, baryta, etc., which would produce a reaction on the grouting materials and modify their behaviour.

The report deals with two cases when the above methods were applied. The first is that of the upstream cofferdam of Génissiat dam, where rocks in the river bed prevented the driving of sheet piles as it has been successfully done downstream. It was possible to stop leakage in the 30 m. thick alluvial deposits of the Rhône river by means of a three-fold grouted curtain composed of two curtains of clay between which was inserted, for safety, chemical grouting: as the latter was being laid out, it was possible to observe the high quality of the results obtained with the first two, even in high absorptive areas.

The second case reported is that of the dyke of the Lac Noir reservoir in the Vosges mountains. This lake, after being used for years as an irrigation reservoir, was taken over as a storage reservoir by the "Société Hydraulique des Vosges" to increase the value of the night power produced by the Kembs Dam. From that moment, the gravel fill dam with a masonry core, simply set upon a mass of boulder clay, began to leak under the influence of uplift pressures, which were developed during the daily emptying. More than 200 liters of sand were thus collected every day from the dyke, when it had been decided to begin the necessary work to stop the leakage. It was possible to carry it out only by grouting without stopping the operation of the dam. Chemicals, clay, cement and sand were used. The sand was no more washed through and leakage was reduced to 0.5 per cent of the previous amount.

These investigations, which are only particular instances of a general method, have shown that the process is now well established and may be applied on any type of structure in the field, without special care.



QUESTION N° 10

DELATTRE  
FRANCE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

DISPOSITIONS POUR EMPÊCHER LA FORMATION DE  
RENARDS\*

DELATTRE

*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur Technique de la Compagnie  
Nationale du Rhône*

L'usine de Génissiat, dont l'équipement comprend 5 groupes de 100.000 chevaux-vapeur, est située sur le Rhône français, à 50 km environ en aval de Genève. Le barrage de Génissiat relève le plan d'eau de 69 mètres sur l'étiage et crée dans les gorges du haut-Rhône un lac de 23 km. de longueur.

Pendant les périodes de basses eaux du fleuve, c'est-à-dire en hiver, on utilisera une tranche du lac de 5 m. de hauteur, qui renferme 12 millions de m. cubes d'eau, en vue de concentrer la production d'énergie sur les heures de forte consommation. Les rives du lac de Génissiat subiront donc en hiver une marée journalière dont l'amplitude sera de 5 m. Or dans la région de Fort-l'Écluse, entre le viaduc de Longeray et le pont Carnot, région située à 17 km. du barrage, la berge de rive droite est constituée sur une longueur de 1 km. 5 par des sables bouillants. Circonstance aggravante, cette berge assez abrupte, supporte, à 50 m. au-dessus du niveau de la retenue, la voie ferrée internationale Lyon-Genève.

Il était donc indispensable de prendre des dispositions de nature à éviter que ces marées journalières ne provoquent l'écoulement des sables bouillants, ou encore la formation de renards ou d'érosions internes susceptibles de nuire à la stabilité de la voie ferrée.

Nous appelons sable bouillant un sable qui, additionné d'une certaine quantité d'eau, forme un mélange qui s'écoule comme un liquide visqueux. Si l'on soumet à des trépidations un mélange de sable bouillant et d'eau en proportions convenables, la surface libre devient horizontale comme celle d'un liquide. On sait qu'il n'est pas nécessaire pour qu'un sable devienne bouillant qu'il soit formé de grains très fins; c'est plus probablement la forme des grains qui, sous l'effet de certaines circonstances, rend un sable bouillant. En outre, une certaine teneur en argile, même faible, tend à lubrifier les grains

\*Prevention of pipings.



et à faciliter le déplacement du sable. C'est un fait d'expérience que le sable dont nous nous occupons est bouillant. Nous donnons Fig. 1 un profil en travers type de la berge avec indication des niveaux du lac et de la voie ferrée.

Sur la Fig. 2, on voit à plus grande échelle la coupe schématique des terrains qui nous intéressent: en (1) le sable bouillant, en (2) un toit généralement imperméable, en (3) une couche de sable plus fin et plus argileux, plus mobile encore que le sable (1). La nappe située sous le toit imperméable est captive; toutefois, ce toit est parfois fissuré, et alors les deux nappes se confondent plus ou moins.

Nous donnons Fig. 3 les courbes granulométriques des sables (1) et (3).

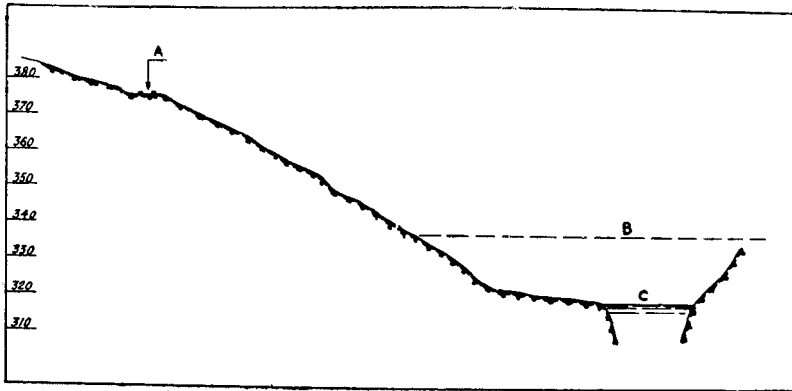


Fig. 1 — Profil type du terrain naturel (vers P.K. 179 de la voie S.N.C.F.). A, voies ferrées. B, retenue 330,70. C, etiage 319,00.

*Typical profile of the natural ground: (near M.S. 179 S.N.C.F. RR. tracks.) A, RR tracks. B, head-water level 330.70. C, low-water level 319.00.*

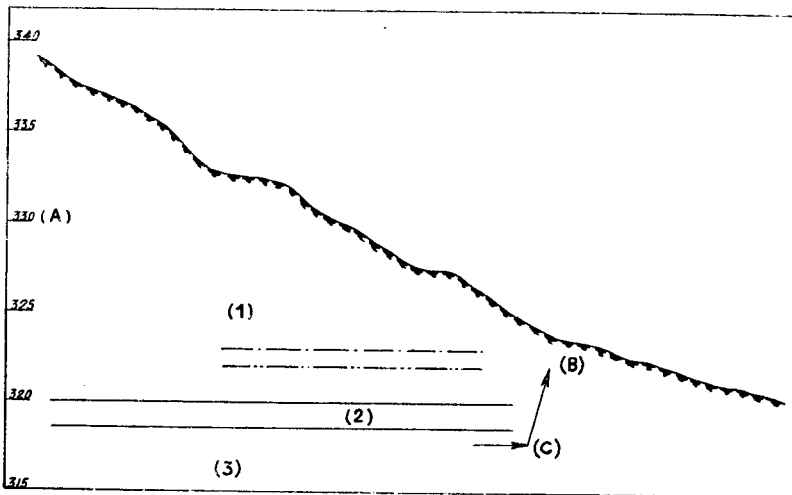


Fig. 2 — Coupe schématique du terrain. — · — · Niveau nappe supérieure. — · — · Niveau nappe inférieure. (1) Sable bouillant. (2) Niveau imperméable (argile). (3) Sable bouillant.

*Cross-section of the ground. — · — · Top water level. — · — · Bottom water level. (1) Rolling sand. (2) ImperVIOUS level (clay). (3) Rolling sand.*

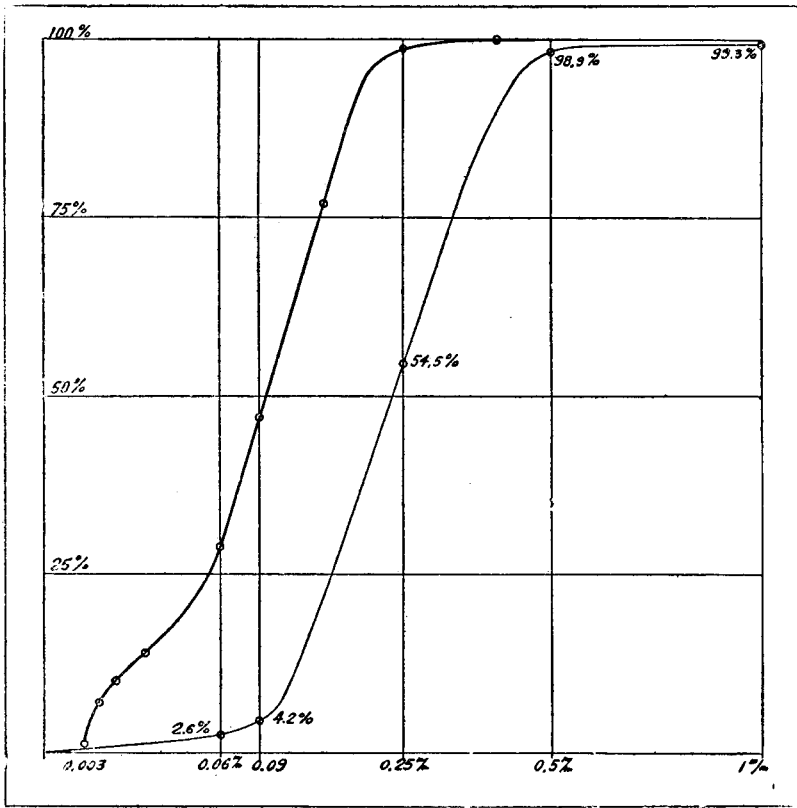


FIG. 3 — Granulométrie des sable de Longeray. ——— Sablons de Longeray ( en principe au-dessous de 320,00 ). ——— Sable de Longeray ( en principe au-dessus de 320,00 ).  
 Echelle:  $\sqrt[3]{}$  dimensions des mailles carrées.  
*Granulometry of the Longeray sands. ——— Longeray fine sand ( in general below 320-00 ). ——— Longeray regular sand ( in general above 320-00 ).*  
 Scale:  $\sqrt[3]{}$  dimensions of the sq. mesh.

Quels sont les risques ?

D'abord, il y a un risque certain d'érosion superficielle, d'écoulement en surface du sable (1) qui peut provoquer des éboulements. Il se produit déjà maintenant de temps à autre de petits éboulements; il est évident que la marée journalière du lac aggravera cette situation, mais il n'est pas très difficile de lutter contre ces éboulements de surface, quoiqu'il s'agisse de sable bouillant.

Un risque plus grave est le risque d'érosion interne du sable (1).

La marée journalière intéressera les niveaux compris entre 331 et 326; or, le sable retient l'eau. Au cours du remplissage, et compte tenu de l'action des eaux souterraines naturelles, le niveau de la nappe supérieure sera relevé jusqu'à la cote 330, par exemple; au moment de la baisse de la retenue, la nappe restera par exemple à 3 mètres au-dessus de celle-ci; un écoulement se produira à travers le sable vers le lac. Cet écoulement est susceptible d'entraîner du sable au moins en des points privilégiés et de produire dans

cette couche de sable partiellement immergée une érosion interne (renard) consécutive à une rupture d'équilibre en surface provoquant des cavités qui se situeront au-dessus du niveau de la nappe et qui s'agrandiront journellement jusqu'à ce que les couches supérieures s'effondrent. Ces couches étant de même nature, il n'y a pas de raison pour qu'il y ait stabilisation; on doit au contraire penser que le phénomène se renouvellera.

On peut craindre aussi, mais à un moindre degré, une rupture d'équilibre en profondeur; en certains endroits, il y a manifestement communication entre les deux nappes naturelles, parce que la couche imperméable a été crevée. Il peut arriver que le terrain ayant en A (voir FIG. 2) une charge d'eau supérieure de 5 m. à ce qu'elle est en B au même moment (fin de la vidange) et un chemin ayant été créé, naturellement ou artificiellement (puits-forages) entre B et C, le sable très fin remonte et fasse irruption en B. On sait que ce type de renard est particulièrement grave; il peut provoquer des cavités importantes sous le toit et entraîner des affaissements à des distances assez éloignées.

Plus simplement, en s'en tenant à l' " intuition " de l'ingénieur de travaux publics, on remarque vers le niveau 323 une brisure dans la pente transversale du terrain: dans les couches soumises à l'action des nappes le talus de surface est plus doux; si donc les niveaux des nappes sont surélevés de quelque 8 m. ce talus plus doux tendra à s'établir jusqu'à la cote 330, et peut-être plu haut; des éboulements sont donc d'autant plus à craindre que, dans cette résion, le talus sera en outre soumis à l'effet de la marée journalière.

La façon de lutter contre les deux types de renards envisagés est la même; elle est actuellement bien connue grâce à de nombreuses études effectuées depuis quelques décades, et notamment grâce aux travaux de M Terzaghi et à ceux de M Caquot.

Le but de la présente note est simplement de décrire les travaux de protection que nous avons eus à exécuter à une échelle peu courante, puisqu'il s'agissait de protéger une surface de 30.000 mètres carrés, ce qui a nécessité de procéder à des études et d'adopter des méthodes un peu particulières pour la réalisation de cette protection, faute de quoi les dépenses auraient été prohibitives.

D'une façon générale un sable peut être stabilisé par une des trois méthodes suivantes:

- on peut rabattre la nappe par des puits filtrants ou des tranchées filtrantes, de manière qu'il n'y ait plus d'écoulement en surface;
- une seconde méthode consiste à charger convenablement le sable, de manière à l'empêcher absolument de gonfler, donc de se liquéfier;
- enfin, on peut établir en surface un filtre approprié. Le sens du mot filtre est ici celui que lui a donné M Terzaghi: il s'agit de disposer des matériaux classés de manière à former un revêtement ne créant pratiquement aucune perte de charge et s'opposant à l'entraînement des grains du sable à protéger.

La première méthode était pratiquement irréalisable dans le cas d'espèce; la deuxième méthode, qui consiste à s'opposer à tout gonflement du sable, est très difficile d'emploi. On a donc décidé d'employer la troisième méthode en la combinant avec la seconde, c'est-à-dire de constituer un filtre en surface et de le charger.

On sait que, pour éviter tout entraînement de particule, il suffit que la partie du filtre en contact avec le terrain à protéger soit formée d'un sable dont le diamètre des grains est quatre fois plus grand que celui des plus gros grains du terrain (les 15 p. 100 les plus gros n'étant toutefois pas pris en

considération). Il aurait donc fallu disposer sur le terrain une couche de sable constituée par des grains de 1 mm. environ, recouverte elle-même par une couche de sable de 4 mm., etc.

Mais il est clair que, s'il est simple de former des couches annulaires filtrantes concentriques dans un puits filtrant en déversant simplement entre des tubes verticaux qui limitent les couches (et qu'on enlève ensuite) des sables ou des graviers aux dimensions fixées, il est par contre très difficile et prohibitif au point de vue des dépenses de constituer un filtre en matériaux classés posé sur une surface inclinée. Il faudrait d'ailleurs au préalable parfaitement nettoyer le terrain et le niveler, toutes opérations chères. Enfin, le filtre incliné ainsi constitué deviendrait inefficace dès qu'en certains endroits il aurait été bouleversé par un début d'éboulement ou par une forte poussée.

On a donc décidé de constituer sur le terrain un autofiltre à l'aide d'alluvions appropriées. On sait qu'en général, dans la nature, il n'y a pas entraînement du sable par l'eau; les sources sortent limpides des terrains alluvionnaires. Cela tient à ce que les gros grains se sont rangés vers l'émergence de manière à résister à l'entraînement et que des grains plus fins ont été retenus derrière ceux-ci, constituant ce que l'on appelle un autofiltre.

On a recherché dans la région une couche de sable et gravier, de granulométrie suffisamment constante, et susceptible de fonctionner en autofiltre par rapport au terrain à protéger. Nous donnons fig. 4 la granulométrie de ces alluvions. Comme elles contiennent 25 p. 100 de grains de 1 mm. et inférieurs, il était probable *a priori* que ces alluvions formeraient un autofiltre. Pour s'en assurer et déterminer l'épaisseur à donner à la couche filtrante, on a procédé à la fois à des études de laboratoire et à des études sur le terrain.

### 1—ÉTUDES DE LABORATOIRE

Ces études ont été faites au chantier de Génissiat par nos ingénieurs.

La fig. 5 donne la coupe du modèle d'essai. Ce modèle permet de faire circuler l'eau:

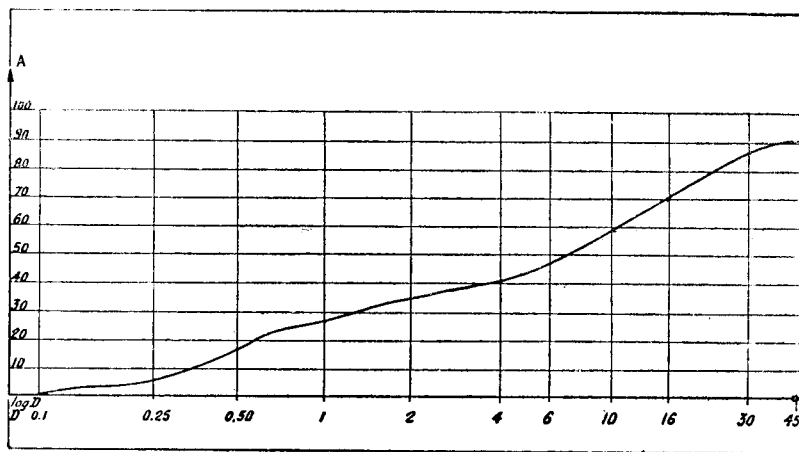


FIG. 4 — Granulométrie de la carrière de Léaz. A, pourcentage passant à la passoire (abscisses exprimées en mm.).

*Granulometry of Leaz's quarry. A, percentage passing through screen (on x axis size of sieve in mm.).*

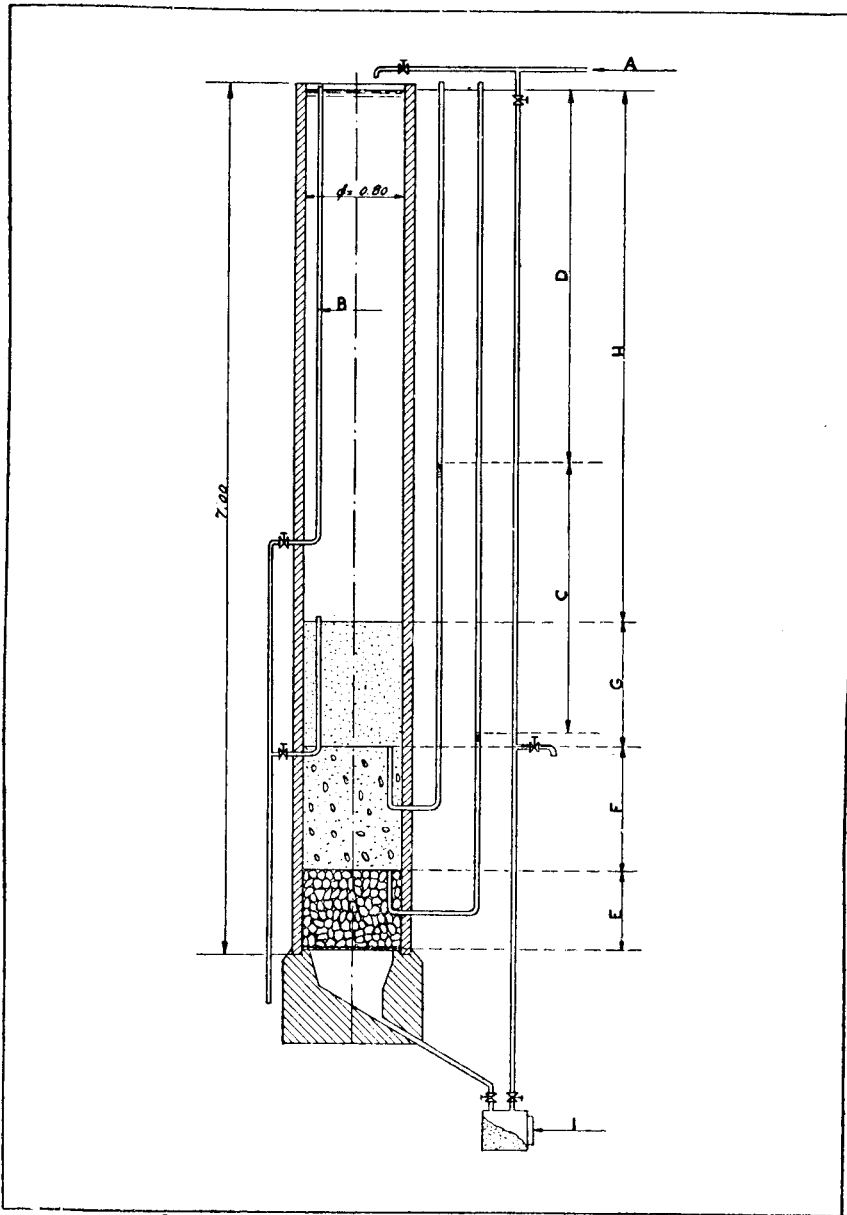


FIG. 5 — Auto-filtre. A, alimentation en eau filtrée. B, réglage de la hauteur d'eau avec tuyau flexible. C, perte de charge dans les alluvions. D, perte de charge dans le sable. E, moellons. F, alluvions à essayer. G, sable de Longcray. H, eau variable. I, extraction du sable écoulé.

*Auto-filter. A, filtered water feed. B, setting of the water level with the hose. C, loss of head in the alluvials. D, loss of head in the sands. E, rubble stones. F, alluvials to be tested. G, Longcray sands. H, variable water. I, extraction of the flow sand.*

- soit dans le sens du remplissage de la retenue ( moellons, alluvions, sable ),
- soit dans le sens de la vidange de la retenue ( sable, alluvions, moellons ).

Dans les deux cas, on mesure la perte de charge de l'eau lors de son passage dans les alluvions, et dans le deuxième cas, qui est de beaucoup le plus important, on détermine la stabilité et l'effet de la couche filtrante en mesurant la quantité de sable entraînée par l'eau.

Les essais ont été poursuivis pendant trente-sept jours avec l'alternance journalière du sens de l'écoulement suivant : vidange de la retenue en 8 heures remplissage en 16 heures — en mesurant une fois par jour la perte de charge dans les alluvions. Les résultats sont exprimés par la Fig. 6<sub>2</sub> ci-jointe, qui donne le rapport  $\frac{\text{Perte de charge}}{\text{débit}}$ . Le fait que ce rapport tende rapidement

vers une constante montre la stabilité des alluvions, car la perte de charge et le débit varient en sens contraire. Il n'y a donc aucun risque de production de renard dans ces alluvions de protection.

Pendant vingt-trois jours consécutifs, on a, en outre, mesuré la quantité de sable entraînée par l'eau. Les résultats sont enregistrés sur la courbe Fig. 6<sub>1</sub> ci-jointe, qui montre que très rapidement on tend vers un débit solide nul, ce qui confirme l'efficacité du filtre.

Notons que les alluvions sont bien plus perméables que le sable, puisque, après stabilisation, le coefficient de perméabilité était de

$$K = 2,8 \times 10^{-2} \times \text{cm.-sec.}$$

soit vingt fois plus élevé que celui du sable.

En résumé, une couche d'alluvions d'un mètre ( mesurée suivant les lignes de courant ) constitue un autofiltre stable empêchant tout entraînement des particules du terrain.

## 2—ÉTUDES SUR LE TERRAIN

Nous avons exécuté un revêtement de la berge sur 54 mètres carrés entre les cotes 325,60 et 331,00. Nous avons répandu sur le terrain débarrassé de toute végétation une couche d'alluvions d'un mètre d'épaisseur mesurée horizontalement. Ces alluvions ont été chargées par une couche d'enrochement uniforme de 0 m.50 d'épaisseur seulement ( voir FIG. 7, p. 848.).

La zone protégée ayant 7 mètres de longueur, le terrain a été mis en charge sur une longueur de 16 m. par des tubes inclinés crépinés à leur extrémité ( voir FIG. 7 ). La crépine de ces tubes était située à 2 m. environ de la surface du terrain. La mise en charge du terrain, commencée le 26 septembre 1945, s'est faite en réglant la charge de manière à obtenir un débit de 5 l./sec. Durant quarante-cinq minutes, le terrain fut soumis à une charge moyenne de 3,50 m. d'eau sans qu'aucun désordre n'apparût. Au bout de ce temps, un premier renard assez important s'est formé dans la partie aval non recouverte par le filtre et, quelques minutes après, un deuxième renard de moindre importance est apparu dans la partie amont non recouverte par le filtre.

Ces deux renards ont pris naissance sensiblement à la cote 329,00 et à 1,50 m. de l'extrémité des tubes de mise en charge.

Pendant toute la durée des essais, aucun écoulement n'a été constaté au droit de la berge revêtue.

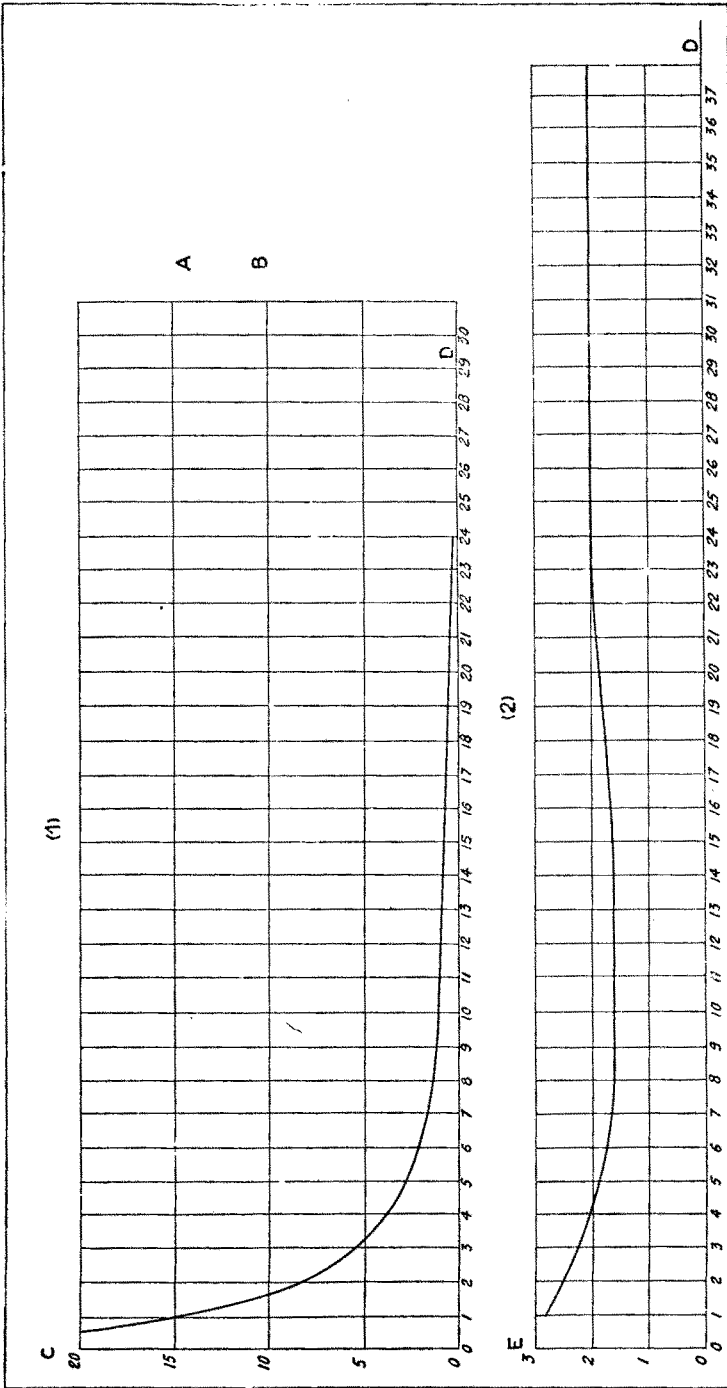


FIG. 6

On a alors augmenté au maximum la pression d'eau dans les tubes situés au droit du revêtement; la ligne de charge relevée est celle de la Fig. 8. Lors de ce nouvel essai, nous n'avons toujours pas constaté d'écoulement au droit du revêtement, et le renard aval s'est encore accentué.

Le 9 octobre 1945, on a procédé aux essais complémentaires suivants:

(a) Le renard aval a été colmaté par un emplâtre de sable constituant la berge; après remise en eau du terrain, le renard s'est immédiatement reformé au travers de l'emplâtre;

(b) Ce même renard a été ensuite protégé par des alluvions chargées de quelques enrochements, après remise en eau du terrain, le renard s'est reformé dans les sables aux abords mais non à travers les alluvions qui venaient d'être déposées.

(c) A la même cote que les renards amont et aval, nous avons dégagé la berge de son revêtement en enlevant les enrochements et les alluvions. Après mise en eau du terrain, il ne s'est rien produit. Nous avons alors favorisé la formation d'un renard en cet endroit avec une barre à mine; après formation de celui-ci, nous l'avons colmaté avec des alluvions se raccordant aux alluvions du revêtement. Aucun écoulement ne s'est produit ensuite au droit du revêtement ainsi réparé.

Ces essais montrent l'efficacité des alluvions comme couche filtrante empêchant toute formation de renard et la possibilité de procéder à des réparations du revêtement s'il vient à être bousculé.

A la suite de ces essais, un revêtement constitué par une couche d'alluvions tout-venant de 1 m. d'épaisseur, comptée horizontalement et chargée d'une couche d'enrochement variant de 0,70 m. (au sommet) à 2 m. (à la base) d'épaisseur comptée horizontalement, a été jugé satisfaisant en principe pour servir de base au projet d'exécution.

### 3 — TROISIÈME ESSAI

Toutefois, les représentants de la Société Nationale des Chemins de fer Français, dont il s'agit de protéger la voie, ont demandé qu'il soit procédé à un second essai sur le terrain, au cours de l'exécution des travaux en un point choisi par eux et avant la mise en place des enrochements de protection. Ils craignaient, en effet, que les travaux de protection réalisés par l'entreprise ne présentent pas la qualité de ceux de l'essai ci-dessus.

←  
 FIG. 6 — (1) Courbe du sable écoulé pendant le fonctionnement correspondant à la baisse de la retenue. A, épaisseur des alluvions: 1 m. B, Nota — A la fin de l'essai le débit liquide est d'environ 2/3 l/sec. par m<sup>2</sup> pour une perte de charge dans les alluvions de 2 m. 40. C, débit solide en gramme heure. D, jours. (2) courbe du rapport:  $\frac{\text{perte de charge dans les alluvions en mm.}}{\text{débit en L/H}}$  pendant le fonctionnement correspondant

à la baisse de la retenue. D, jours. E, rapport:  $\frac{\text{perte de charge}}{\text{débit}}$

(1) Curve of the sand flown during the operation corresponding to the lowering of the head-water level. A, thickness of alluvials = 1 m. B, Note — At the end of the test, the output of liquid is 2/3 liter per second per sq. meter for a drop head of 2.40 m. in the alluvials. C, solid output in grams per hour. D, days. (2) curve of the ratio:  $\frac{\text{loss of head in mm. through the alluvial}}{\text{output in liter per hour}}$

during the operation corresponding to the lowering of the head. D, days.

E, ratio:  $\frac{\text{loss of head}}{\text{output}}$



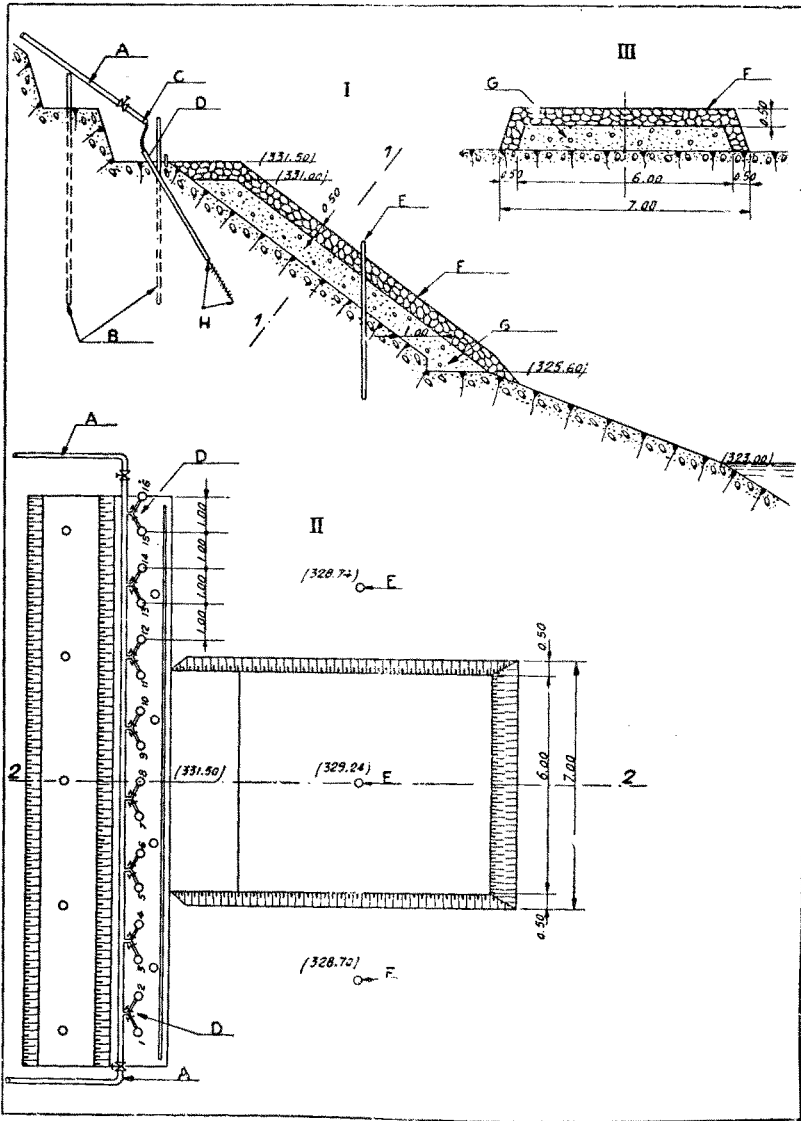


FIG. 7 — Essai de l'auto-filtre sur le terrain. A, alimentation en eau filtrée. B, ancienne installation. Tubes servant à mesurer les niveaux piézométriques. C, collecteur d'alimentation. D, mise en charge du terrain. E, tube piézométrique. F, enrochements. G, alluvions. H, partie filtrante non tubée. I. Coupe 2-2. II. Plan. III. Coupe 1-1.

Test of the auto-filter on site. A, filtered water feed. B, old equipment with tubes used as piezometers. C, main feeder. D, loading of the ground. E, piezometric tube. F, enrockments. G, alluvials. H, filtering part; not tubed. I. Cross-section 2-2. II. Plan. III. Cross-section 1-1.

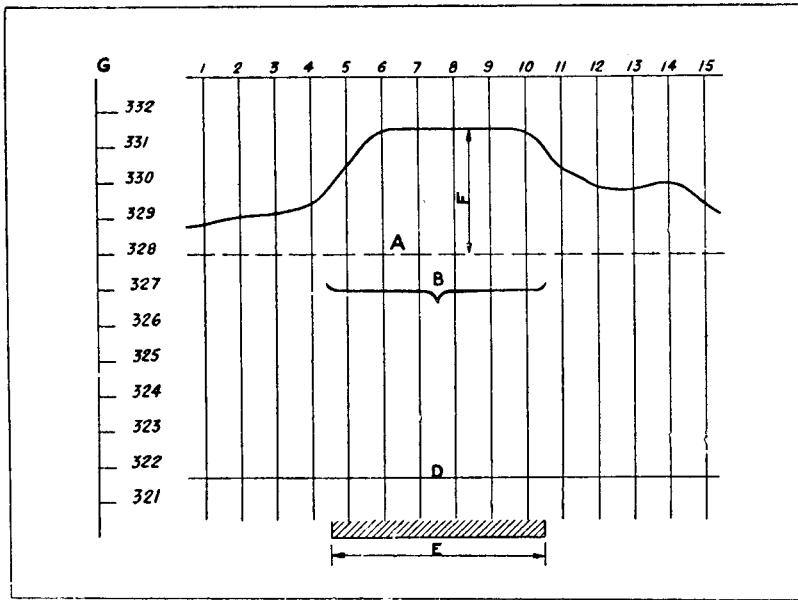


FIG. 8 — Diagramme de charge des crépines lors de l'essai du 26-9-1945. A, cote moyenne des crépines. B, injections d'eau à l'aide de tubes se trouvant sous l'auto-filtre. D, niveau de la nappe aquifère mesuré au forage F. 8. E, zone protégée. F, charge. G, numéros des tubes.

*Loading diagram of the mouthpieces on test of 26-9-1945. A, mean level of the mouthpieces. B, water grouting with pipes under the auto-filter. D, level of the aqueous bed in search hole F. 8. E, protected zone. F, load. G, numbers of the tubes.*

Ce nouvel essai a été fait un peu en amont des précédents dans la zone réputée la plus mauvaise au point de vue de la tenue de la berge.

La figure 9 donne les dispositions prises, d'une part, pour imbiber le terrain, d'autre part, pour recueillir l'eau ayant filtré.

A la cote 334, il a été creusé un fossé de 1,50 m. de profondeur, entièrement situé dans le sable et maintenu constamment plein par de l'eau très claire et décantée, afin d'éviter tout colmatage.

La cuvette de réception des eaux d'infiltration a été placée à la cote 325.

La longueur du fossé d'imbibition était de 10 m. La longueur de la cuvette réceptrice, de 15 m.

Les essais ont duré neuf jours, du 3 au 12 avril.

Pendant toute la durée des essais, on a maintenu le niveau d'eau constant dans le fossé d'alimentation, les débits observés ont varié de 150 à 200 l./min. au début de l'essai, puis se sont stabilisés vers 140 l./min.

Lors de la première mise en eau, l'eau est ressortie dans les tubes de la cote 325, trois heures après le premier remplissage du caniveau supérieur.

Les différents tubes placés pour évacuer l'eau ont donné des débits assez différents les uns des autres. C'est ainsi que deux tubes donnent les débits variant de 12 à 30 l./min. tandis que quatre tubes donnent des débits compris entre 2 et 4 l./min. Au travers du sable, le cheminement se



FIG. 9. Plan de situation de la zone d'essais. (1) Zone d'essais. (2) Caniveau de 15 m. de long. (3) Fossé de 10 m. de long. (4) Conduite de 200 Alimentation du fossé. (5) Regard captage eau.

*Location map of the tested zone. (1) Tested zone. (2) 15 m. long duct. (3) 10 m. long ditch. (4) 8" feeding pipe. (5) Water point.*

fait donc par des chemins préférentiels. Le débit total ressortant du terrain soumis à l'essai était au début de l'essai d'environ 40 l./min. Il a augmenté par la suite et est resté voisin de 70 l./min.

Pour déterminer la quantité de sable entraînée, on a effectué séparément deux mesures, l'une, directement sur le chantier, est un peu grossière; l'autre, précise, a été faite en laboratoire.

Pour la première, on a placé en permanence au débouché des tubes, des seaux au fond desquels se déposait la presque totalité du sable entraîné.

Toutes les douze heures, on a mesuré la quantité de sable déposé. Pendant les trois premiers jours de l'essai, la hauteur de sable déposé dans chaque seau était au total de 150 à 220 millimètres; cette quantité a diminué très rapidement, et, le quatrième jour, elle était inférieure à 20 mm.; le septième jour, elle n'était plus que de 2 mm.

Pour la deuxième mesure, on a effectué deux fois par jour des prélèvements d'eau à la sortie de chaque tube; cette eau a été ensuite évaporée et on a pesé le dépôt sableux de chaque échantillon.

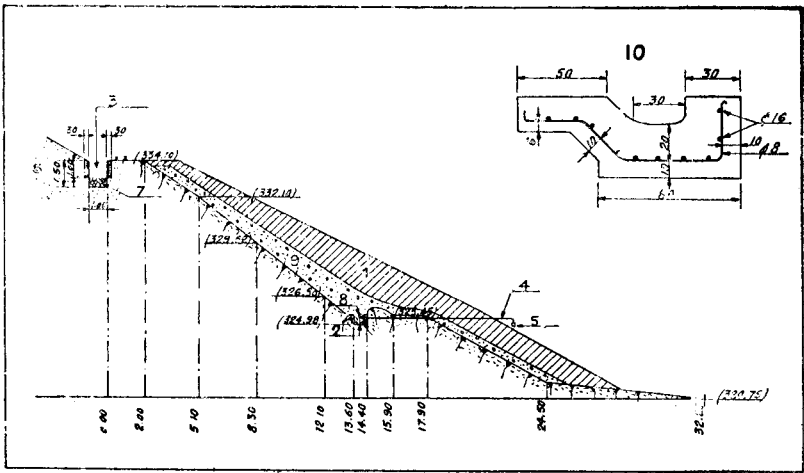


FIG. 9 BIS — Profil au droit de l'essai de l'auto-filtre. (1) Perré. (2) Caniveau de 15 m. de long. (3) Fossé de 10 m. de long. (4) Tuyau de 2 pouces tous les 2 m. (5) Récipient pour le sablon et servant de jauge. (6) Sablon. (7) Blocage de pierres. (8) Blocage servant de crépine pour éviter l'obstruction des tuyaux. (9) Alluvions. (10) Détail du caniveau.

Profile alongside the test of the auto-filter. (1) Dry stone wall. (2) 15m. long duct. (3) 10 m. long ditch. (4) 2" pipe every 2 m. (5) Tank for the fine sand used as gauge. (6) Fine sand. (7) Stones blocking. (8) Blocking used as mouthpiece to prevent clogging of the pipes. (9) Alluvials. (10) Details of the duct.

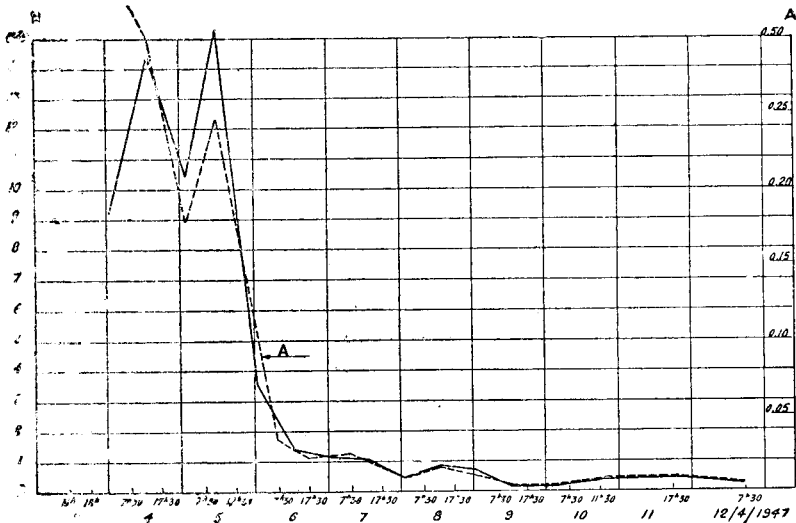


FIG. 10 — Poids de sable entraîné en 12 heures ( mesuré sur le chantier ). A, - - - quantité de sable en gramme/litre/minute. ——— poids en kg. total extrait de tous les tubes. Weight of sand driven away in 12 hours ( measured on site ). A, - - - quantity of sand in grams/liter/minute. ——— weight in kg. of sand extracted from all pipes.

On constate que, dans cinq tubes, la quantité de sable est restée inférieure à 6 dg./l. Par contre, dans deux tubes la quantité de sable a atteint, pendant les premiers jours, plusieurs grammes par litre.

Le poids moyen de sable entraîné par tube, et pour un débit permanent de 1 l./min. est donné Fig. 10.

Cette courbe montre que la quantité de sable entraîné, qui était pour l'ensemble du terrain essayé d'environ 20 g./min. le 7 avril, est tombée rapidement à 2 g. vers le 9 avril. A cette date, d'ailleurs, la quantité de sable contenue dans un litre était trop faible pour qu'on puisse continuer le titrage en laboratoire.

En résumé, les résultats obtenus confirment bien ceux qui avaient été trouvés par le premier essai en laboratoire.

Pendant les premiers jours, il se produit une classification des éléments du filtre pendant laquelle les quantités de sable entraînées restent appréciables, puis, le filtre étant formé, les quantités de sable entraînées sont négligeables.

Si l'on compare les résultats trouvés lors de l'essai en laboratoire ( voir Fig. 6 ) avec les résultats trouvés lors du présent essai, on constate :

- que, dans l'essai fait au laboratoire, le débit solide par mètre carré de section de filtre après quelques jours de fonctionnement est de 4 g./hr. pour un écoulement permanent de 1 l./sec.
- que, dans le dernier essai, le débit solide par mètre carré de section de filtre après neuf jours de fonctionnement est de 6 g./hr. par 1 l./sec.

En admettant que les éclusées à Génissiat aient lieu durant quatre mois par an, la quantité de sable entraîné ne serait, par an, que la millième partie de la quantité de sable répandu sur la berge sous forme de filtre. Donc, même en se plaçant dans l'hypothèse pessimiste où tout le sable entraîné provient du filtre on peut affirmer que le filtre ne périra pas par l'épuisement de ses éléments fins.

#### 4 — EXÉCUTION DES TRAVAUX

Les méthodes d'exécution, qui sont fonction de la situation des lieux et du matériel dont dispose l'entrepreneur, n'offrent aucun intérêt particulier.

Il aura été déposé au total 20.000 m. cubes d'alluvions formant filtre et 60.000 m. cubes d'enrochements de protection. Ces enrochements ont pour effet à la fois de stabiliser le filtre et le terrain en le chargeant et de protéger le filtre contre l'effet des crues avant la mise en eau du barrage.

Quoique la méthode suivie soit la plus économique de celles qu'on pouvait envisager, la dépense totale a été relativement élevée: 60 millions de francs français.

La Fig. 11 montre le terrain recouvert seulement d'alluvions ( partie grise ), puis protégé par des enrochements ( partie blanche ).

La mise en eau du barrage aura lieu vers la fin de l'année 1947; des éclusées seront faites pendant l'hiver 1947-48. Nous pourrions faire connaître verbalement au Congrès comment ce système de protection se sera comporté.

Dès maintenant, il faut observer combien il sera facile, en exploitation, de recharger la berge si c'est nécessaire en alluvions-filtre et en enrochements, à l'aide de pontons, sans abaisser la retenue.

—>

*Picture of Longeray. Works for protecting the right bank of the Rhône river between the Longeray viaduct and Carnot bridge ( view taken from the left bank — in the rear Fort-l'Ecluse ). On the left, in gray, can be seen the layer of alluvials, and in white the top bed of enrochments.*



FIG. 11—Longeray. Travaux en cours pour la protection de la berge rive droite du Rhône entre le viaduc de Longeray et Pont-Carnot (vue prise de la rive gauche — au second plan, Fort-l'Écluse). À gauche en gris, on distingue la couche d'alluvions; en blanc, la couche supérieure d'enrochements.

## R É S U M É

La rive droite du lac qui a été créé dans les gorges du Haut-Rhône français à la fin de l'année 1947 par la mise en eau du barrage de Génissiat est constituée, sur une certaine longueur (1 km. 5), par des sables bouillants; cette même berge, assez abrupte, livre passage à 50 m. au-dessus du niveau du lac à la voie ferrée internationale Lyon-Genève.

Or, en hiver, par suite de l'utilisation pour la force motrice d'une certaine tranche d'eau du lac, une marée journalière de 5 m. d'amplitude viendra baigner cette rive, dont la stabilité sera ainsi fortement mise en danger.

Dans son rapport, l'auteur passe en revue, avec dessins à l'appui, les études faites tant en laboratoire que sur le terrain par les ingénieurs de la C.N.R. et les moyens mis en oeuvre pour empêcher le glissement de ces sables bouillants et la formation de renards.

On a suivi dans son principe la méthode préconisée par M Terzaghi, qui consiste à établir en surface un filtre constitué d'éléments appropriés, qui s'oppose à l'entraînement des grains de sable; le filtre est lui-même stabilisé par un matelas d'enrochements. Mais l'établissement d'un filtre en matériaux classés, sur une vaste surface inclinée, aurait entraîné des difficultés considérables et des frais importants; de plus, il aurait toujours été à craindre que des mouvements locaux bouleversant le filtre lui fassent perdre toute efficacité. Aussi s'est-on finalement arrêté à la constitution d'un autofiltre formé par une seule couche d'alluvions convenablement choisies.

Cet autofiltre a été étudié tant en laboratoire qu'en vraie grandeur sur le terrain. Dans les deux cas, on a vérifié que l'entraînement de débit solide par l'eau à travers l'autofiltre est négligeable. On a constaté sur le terrain qu'une couche d'alluvions de 1 m. d'épaisseur, chargée d'enrochements, est efficace comme couche filtrante et d'une bonne tenue; en mettant les sables bouillants sous pression d'eau, les renards ne se forment qu'en dehors de la couche de protection. On a pu enfin s'assurer, par une épreuve spéciale, qu'il serait facile d'entretenir et de réparer en exploitation cette protection.

## S U M M A R Y

The right bank of the lake, which was created in the canyon of the upper French part of the Rhône river at the end of 1947 by filling up the Génissiat Dam reservoir, consists of unstable sand along 1,500 m. of its length; the international railway line Lyon-Geneva runs along this rather steep bank some 50 m. above the level of the lake.

During the winter, when using, for power production, a part of the stored water, a daily tide 5 m. high will rise against the bank, endangering its stability.

In his report, illustrated by several figures, the author describes the laboratory and field investigations undertaken by the engineers of the "Compagnie Nationale du Rhône" and the means used to prevent slides of sand and piping.

The investigations have been carried out taking as a basis Terzaghi's method, which consists in establishing on the surface a protective filter of

properly graded materials to prevent the sand particles from washing through, the filter being itself stabilized by a rockfill blanket.

It would have been very difficult and expensive to place on a large and steep area a filter made of layers of carefully graded materials; moreover, some local movements might occur, disrupting the filter which would lose its efficiency; finally an autofilter, made of a single layer of properly graded alluvial deposits, has been chosen.

This autofilter has been studied in laboratory and on full size in the field. In both cases, it has been observed that the amount of silt carried by water through the filter was negligible.

It has been shown in the field that a 1-meter thick layer of alluvial deposits with rockfill is an efficient and steady filter; when putting sand under water pressure, piping occurs only outside the protective layer. It has been ascertained by a special test that maintenance and repair of the bank protection would be easy when the plant will be in operation.





QUESTION N° 10

GYSEL et BLATTER

SUISSE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

ÉTANCHEMENT DE RENARDS PAR INJECTION D'UN GEL  
D'ARGILE A LA DIGUE DE L'AAR DE L'USINE  
HYDROELECTRIQUE DE RUPPERSWIL-AUENSTEIN\*

GOTTFRIED GYSEL

*Ing. dipl. E.P.F.*

*S. A. de l'Usine de Ruppertswil-Auenstein*

et

CHARLES BLATTER

*Ing. dipl. E.P.F.*

*Swissboring, Société Suisse de Sondages et Prospections SA*

1. APERÇU GÉNÉRAL DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE ( FIG. 2 )

L'usine hydroélectrique de Ruppertswil-Auenstein est l'oeuvre commune des Chemins de fer fédéraux suisses et de la S.A. des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse (NOK). La concession accordée permet d'utiliser la différence de niveau de l'Aar sur un tronçon d'environ 7,3 km., soit en amont depuis le point de restitution de l'usine de Rüchlig près d'Aarau, jusqu'à Wildeggen en aval; de là il reste encore un parcours de 28 km. à l'Aar jusqu'à ce qu'il se jette dans le Rhin. Le barrage et l'usine, placés au centre du parcours d'utilisation, sont fondés sur le rocher, dont la surface est située à l'endroit du barrage 18 m. en dessous du lit du fleuve. Le barrage comprend trois passes de chacune 22,0 m. de largeur, équipées de vannes secteur doubles. Le niveau de la retenue, quel que soit le débit du fleuve, est maintenu à la cote 359,60, soit 8,00 m. au-dessus du seuil du barrage. A l'amont de l'usine, sur la rive droite, une digue en terre borde la retenue, protégeant ainsi les terrains en contrebas; sur la rive gauche, la retenue s'appuie naturellement aux derniers contreforts du Jura, à l'exception d'un tronçon près de Biberstein où se trouvait une dépression qu'il a fallu combler.

---

\*Caulking of pipings by grouting of frozen clay at Aar embankment Ruppertswil-Auenstein Hydroelectric Power Station.



Fig. 1 — Vue générale de la retenue de l'Aar.  
*General view of the dammed Aar.*

La chute nette à travers les turbines, varie entre 9,50 m. pour les plus hautes eaux et 12,80 m. pour les plus basses, alors que le débit de l'Aar est d'environ 80 m.<sup>3</sup>/sec.; tandis que lors des plus fortes crues enregistrées récemment il a atteint 1100 m.<sup>3</sup>/sec. en 1918 et 970 à 1000 m.<sup>3</sup>/sec. en 1944. Le débit autorisé par la concession est de 350 m.<sup>3</sup>/sec. L'équipement de l'usine comprend deux turbines Kaplan de chacune 23.000 CV., qui actionnent l'une un alternateur à courant monophasé pour les Chemins de fer fédéraux, l'autre un alternateur à courant triphasé pour les NOK. La production annuelle moyenne est de 210 millions de kWh.

A l'aval de l'usine, les eaux sont restituées à l'Aar par un canal de fuite long de 2,5 km., entièrement creusé dans les alluvions; puis à la suite du canal le lit du fleuve a été approfondi par draguage jusqu'à la limite aval de la concession, soit sur une longueur d'à peu près 1 km., afin d'utiliser la chute au maximum.

## 2. LA DIGUE SUR LA RIVE DROITE DE L'AAR

Cette digue borde la rive droite de l'Aar sur une longueur d'environ 4 km., de l'amont du barrage jusqu'à la jonction de la Suhre. Elle repose sur une couche d'alluvions fluvio-glaciaire, dont on a enlevé au préalable la couche de vase superficielle. Elle a été construite avec un matériau graveleux, provenant du creusement du canal de fuite. Sur le versant d'eau de la digue, ce matériau a été consolidé par battage, tandis que sur le versant d'air on l'a laissé tel quel pour qu'il forme un filtre de protection. Le noyau de la digue a été battu au moyen d'une dame en fer de 1.500 kg. qu'on laissait tomber d'une hauteur de 1,00-1,50 m., actionnée par une drague à chenille. Les couches successives avaient une épaisseur maximum de 1,50 m. La détermination de la densité apparente du sol ainsi damé a donné des valeurs de

2,2 à 2,3 tonnes par m.<sup>3</sup> de matière sèche, c'est-à-dire à peu près les mêmes valeurs que pour les couches supérieures de l'alluvion en place.

Dans le premier tronçon de 900 m. juste à l'amont du barrage, où le niveau de la retenue est de 2 à 3 m. au-dessus du terrain, la digue possède un étanchement spécial, consistant en un corroi d'argile, prolongé dans la couche d'alluvion de base par un rideau de palplanches de 5,50 m. de hauteur. Plus à l'amont, où le niveau de la retenue n'est pas si élevé en dessus du terrain, on a supprimé le corroi d'argile et le rideau de palplanches. L'étanchéité dans ce tronçon est garantie par des plaques de béton de 15 à 22 cm. d'épaisseur; les joints entre ces dalles ont été soigneusement étanchés, en dessous du niveau de la retenue par des poutres en mélèze et en dessus, dans la zone où le niveau d'eau est variable, par un mastic d'Igas. La partie inférieure de la dalle, renforcée, s'appuie sur la couche graveleuse de la fondation.

### 3. MISE EN EAU ET INFILTRATIONS AU TRAVERS DE LA DIGUE

Le barrage a été mis en eau du 11 juin au 30 novembre 1945 avec trois périodes d'arrêt, aux niveaux intermédiaires 356,60, 357,60 et 358,60. La dernière étape, de la cote 358,60 à la cote finale de 359,60, s'est faite spécialement lentement avec un accroissement de 2,5 cm. seulement par jour. Durant ces opérations on a vu apparaître des sources en plusieurs points au pied de la digue, provenant vraisemblablement d'infiltrations au travers de la digue; la dureté de cette eau de source était presque la même que celle de l'eau de l'Aar, qui varie au cours de l'année de 12 à 18 degrés français, tandis que celle des eaux phéatiques oscille de 26 à 34°. On avait une de ces zones d'infiltrations un peu en amont du barrage, du km. 35,7 au km. 36,2 où les renards avaient fait leur chemin par-dessous le rideau de palplanches pour ressortir au bas du versant d'air de la digue. Plus tard, ces venues d'eau ont fortement diminué, sans doute par suite du colmatage du lit du fleuve. Dans cette partie on peut s'attendre à un étanchement naturel, vu qu'ici la vitesse d'écoulement est des plus faibles.

Plus à l'amont, du km. 34,4 au km. 35,0, où il n'y a plus de rideau de palplanches, plusieurs renards se sont formés. De plus un début de colmatage qui semblait s'être amorcé à la suite des hautes eaux de juin 1946, a été détruit peu après; le débit total de ces venues d'eau est monté jusqu'à 256 l./sec.; il est donc devenu ici nécessaire d'étancher artificiellement le terrain par des

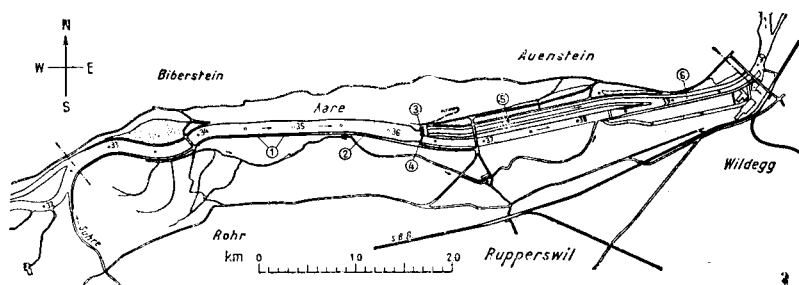


FIG. 2 — Plan de situation générale de l'aménagement hydroélectrique de Rapperswil-Auenstein (Suisse).

*General situation plan of the Rapperswil-Auenstein power plant (Switzerland).*

1. Zones injectées. 2. Digue latérale. 3. Usine. 4. Barrage. 5. Canal de fuite. 6. Zone draguée de l'Aar.
1. Grouted zones. 2. Lateral embankment. 3. Power house. 4. Weir. 5. Tail race. 6. Dredged zone of the Aar.

injections. De plus en observant à l'aide de tubes piezométriques plantés dans le corps de la digue, on a trouvé une pente hydraulique de seulement de 1:17, alors que la pente théorique encore admissible devait être de 1:10 et 1:15. Ce fait semblait confirmer qu'on se trouvait bien en présence d'une zone où le sous-sol était spécialement perméable.

#### 4. SONDAGES, DÉTERMINATION DE LA PERMÉABILITÉ, ESSAIS DE COLORATION

Avant les travaux d'injections on a fait quelques sondages dans le terrain sous la digue pour se rendre compte de la perméabilité des différentes couches. Dans la zone perméable, 4 forages ont été exécutés suivant deux profils en travers, au moyen d'un outillage à percussion de  $4\frac{1}{2}$ " ; soit avec un diamètre des tubes de revêtement de 127 mm. Après chaque enfoncement du forage de 1,00 m., on a battu un tube, perforé sur une longueur de 1 m. à son extrémité inférieure, jusqu'à ce que sa pointe soit 1,50 m. plus profond que le forage; de cette façon la partie perforée du tube se trouvait complètement enfoncée dans le terrain intact, encore 50 cm. en dessous du forage. Par ce tube on a alors chassé dans le sol, au moyen d'une pompe, de l'eau sous pression constante. On a ainsi pu mesurer la quantité d'eau absorbée par le terrain pendant un temps déterminé; puis on a pu calculer d'après la théorie des courbes equipotentielle cylindriques le coefficient de perméabilité  $k$  (en cm./sec.) de cette zone du terrain.

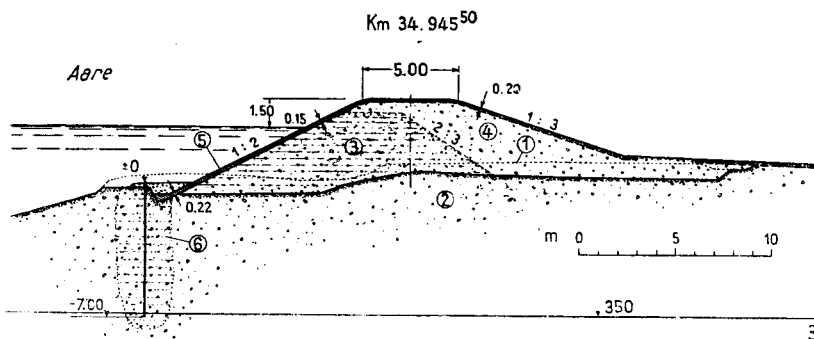


FIG. 3 — Profil en travers de la digue.  
Cross-section of the embankment.

1. Niveau de terrain primitif. 2. Gravier et sable en place. 3. Remblai graveleux damé.
4. Remblai graveleux non damé. 5. Plaques de béton, distance des joints 4 m. 6. Voile d'injection.

1. Original ground level. 2. Gravel and sand in place. 3. Compacted gravel filling. 4. Non-compacted gravel filling. 5. Concrete plates, distance of joints 4 m. 6. Grout curtain.

Les résultats de ces essais ont montré que le matériau graveleux constituant la digue était bien conformément à nos prévisions, très perméable (ordre de grandeur  $k = 10^{-2}$  cm./sec.). De même les couches supérieures des alluvions sur lesquelles repose la digue se sont révélées aussi très perméables, le coefficient  $k$  étant de même ordre de grandeur de  $10^{-2}$  cm./sec.

Toutefois cette grande perméabilité ne descendait pas au delà d'une profondeur de 8 m. au-dessous de la surface primitive du terrain et jusqu'à cette profondeur on a rencontré des couches intermédiaires dont le coefficient  $k$  était de l'ordre de grandeur de  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$  cm./sec., tandis qu'au-dessous de cette profondeur de 8 m. il est resté dans l'ordre de  $10^{-4}$  cm./sec. Sur un

même profil en travers, on a fait les mêmes constatations à chacun des deux forages ( FIG. 4 ).

En dehors de la zone très perméable, on a encore exécuté quelques forages de contrôle avec des essais d'eau, à des places où il n'y avait aucune source au pied de la digue. On a pu ainsi dessiner un profil en long ( FIG. 5 ) qui montre bien comme la perméabilité augmente en étendue et en intensité quand on se rapproche des zones d'infiltrations.

On a encore fait d'autres mesures de la perméabilité lors des travaux d'injections et auparavant déjà pendant la construction de la digue. Toutes ces valeurs concordent entre elles ( FIG. 6 ).

En même temps que les sondages on a encore exécuté des essais de coloration avec de la fluorescéine; ils ont bien fait ressortir les communications des forages avec certaines sources déterminées, mais seulement jusqu'à des profondeurs de 3 à 4 m. en dessous du terrain primitif. Plus bas on n'a pas

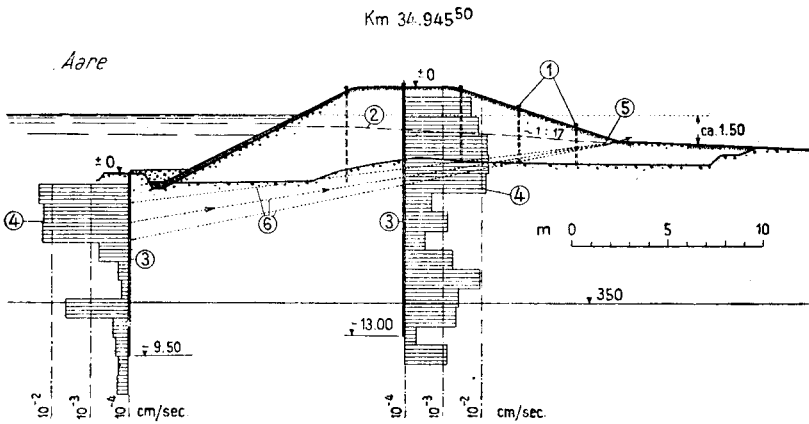


FIG. 4 — Profil en travers hydrologique de la digue.  
*Hydraulic cross-section of the embankment.*

- 1. Piezomètres. 2. Nappe phréatique. 4. Coefficient de perméabilité. 5. Sources.
- 1. Piezometer. 2. Ground-water line. 4. Coefficient of permeability. 5. Leakages. 6. Communications of fluorescein.

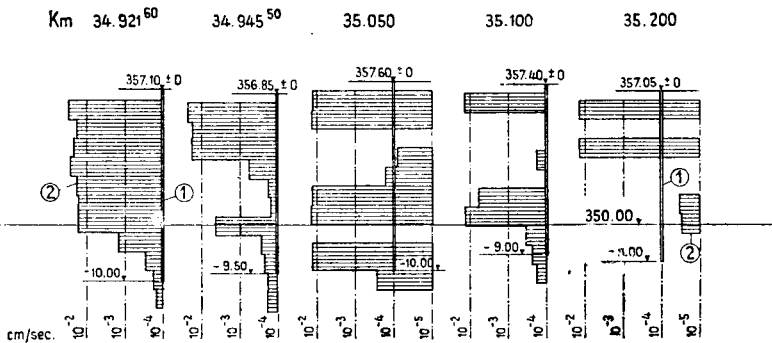


FIG. 5 — Diagramme des sondages avec essais de perméabilité.  
*Diagram of the borings with permeability tests.*

- 1. Sondages. 2. Coefficient de perméabilité.
- 1. Test borings. 2. Coefficient of permeability.

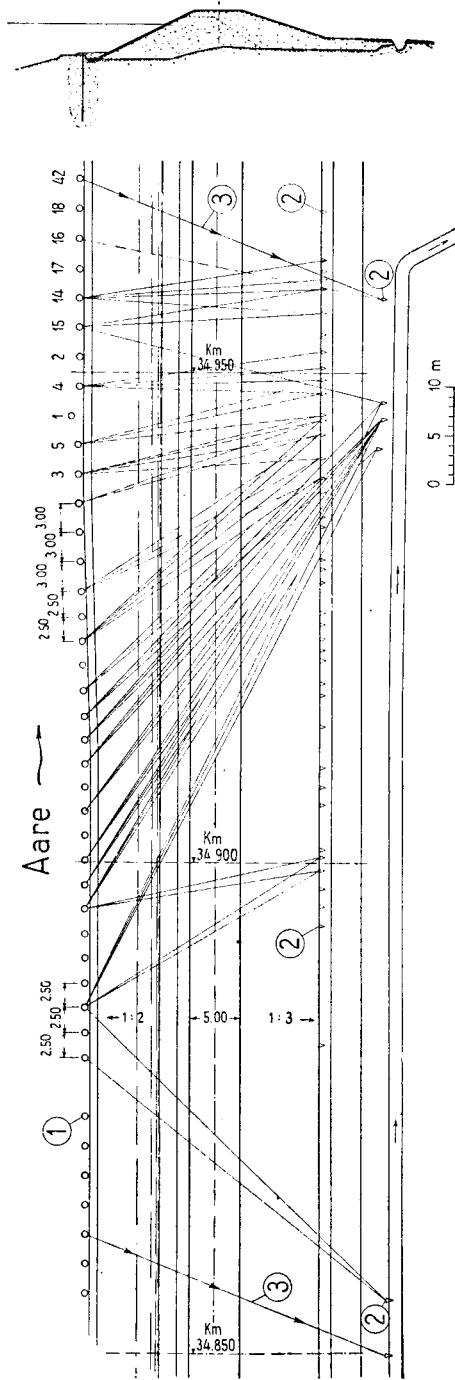


FIG. 6 — Situation des trous d'injections, des sources et des communications de la fluorescence.

*Situation of the grout holes, leakages and communications of fluorescence.*

- 1. Trous d'injection.
- 2. Sources.
- 3. Communications de fluorescence.

1. Grout holes. 2. Leakage. 3. Communications of fluorescence.

pu observer de liaison. Sur la base de ces essais d'eau et de coloration on a pu suivre dans ces grandes lignes tous ces phénomènes d'infiltration. Sur le versant d'eau de la digue on a pu constater que les dalles de béton étaient parfaitement étanches et que l'eau pénétrait dans le sol juste au-dessous des plaques de béton, par une zone très perméable; de là les filets d'eau montaient légèrement pour ressortir au pied du versant d'air de la digue.

##### 5. EXÉCUTION D'UN VOILE D'ÉTANCHÉITÉ PAR INJECTION D'UN GEL D'ARGILE

Afin d'arrêter ces infiltrations sous la digue on a exécuté un voile d'étanchéité par des injections dans les alluvions juste au pied des dalles de béton (FIG. 3); la profondeur de ce rideau a été fixée d'après les résultats des essais de perméabilité entre 6 et 8 m., de telle sorte qu'il pénètre suffisamment dans les couches moins perméables.

Pour réaliser ce voile, on a foré des trous, sur toute la longueur intéressée au pied des dalles de béton, espacés les uns des autres de 2,5 ou 3 m. selon la porosité du terrain. Les forages ont été exécutés à partir d'une batterie de ponton au moyen d'un outillage à percussion de 3", en enfonçant successivement les tubes de revêtement par battage, puis en nettoyant le forage par un lavage au trépan. Une fois les trous terminés, on y a placé des tubes d'injections de 1½" et retiré les tubes de revêtement du forage, en ayant soin de remplir l'espace resté libre par un sable grossier et dans la partie supérieure par un bouchon d'argile. Il y a toujours en un certain nombre de trous préparés à l'avance pour qu'il soit possible d'injecter sans interruption. Normalement on a toujours injecté dans une première phase un trou sur deux, puis dans une deuxième phase les trous intermédiaires (FIG. 7).

Comme il ne pouvait être question d'abaisser le niveau de l'Aar pendant les travaux, il fallait par conséquent injecter un sol traversé par un courant d'eau; ceci nous a déterminé à choisir comme le meilleur mélange à injecter un gel d'argile thixotrope. Comme matière première, on a pris de l'argile provenant de la carrière de Holderbank, située à 7 km. du chantier; c'est une argile opaline de l'âge du dogger inférieur<sup>1</sup>. Amenée, en motte, par camion directement sur le chantier, cette argile était mise en suspension dans de l'eau par des mélangeurs spéciaux; le mélange obtenu s'écoulait alors dans des cuves de stabilisation où on y ajoutait des produits chimiques.

Le but de ce traitement était de stabiliser cette suspension pour qu'on obtienne un gel d'argile thixotrope. Dans cet état la suspension reste liquide aussi longtemps qu'elle est en mouvement mais donne un gel sitôt qu'elle est au repos. Le mélange fait prise dans la masse et ne se mélange plus sans autre à l'eau par suite de sa transformation en gel.

Pour obtenir de plus une certaine résistance mécanique on a encore ajouté au gel d'argile une certaine quantité de ciment.

Pour être sûr d'obtenir un gel d'argile qui réponde le mieux aux besoins. Un grand nombre d'essais ont été réalisés en laboratoire. Ils ont permis d'une part de trouver la composition du meilleur gel d'argile et d'autre part de connaître les caractéristiques géotechniques du sol une fois injecté.

L'étude de la résistance mécanique a montré que le mélange, de l'état de gel, se transforme au cours des heures en une masse consistante qui durcit lentement. Pour mesurer ce durcissement on a utilisé un instrument un peu comme l'aiguille de Vicat. L'extrémité de cette aiguille avait un diamètre de 0,6 cm. soit une surface de 0,282 cm.<sup>2</sup>. On a ainsi déterminé la charge de poinçonnement en mesurant en fonction du temps l'enfoncement de l'ai-

1. Limite de liquidité: 58,6% — Limite de plasticité: 24,2% — Indice de plasticité: 34,4.



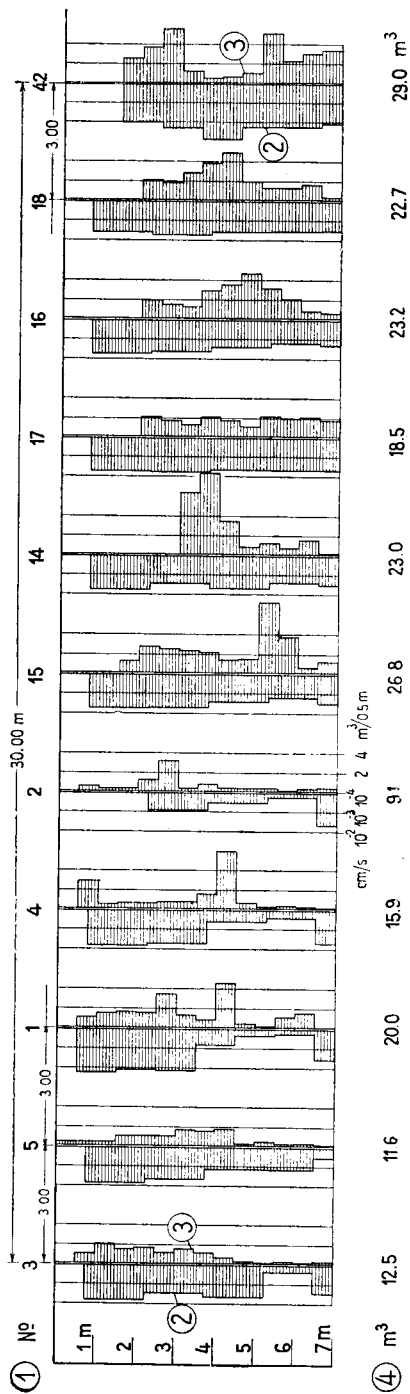


Fig. 7 — Profil en long des tous d'injections avec les absorptions de gel d'argile et les coefficients de perméabilité.

*Sections of grout holes with absorption of thixotropic clay-grout and coefficients of permeability.*

- 1. Trous d'injection. 2. Coefficient de perméabilité. 3. Absorption spécifique de gel d'argile. 4. Absorption totale de gel d'argile.
- 1. Grout holes. 2. Coefficient of permeability. 3. Specific absorption of thixotropic clay-grout. 4. Total absorption of thixotropic clay-grout.

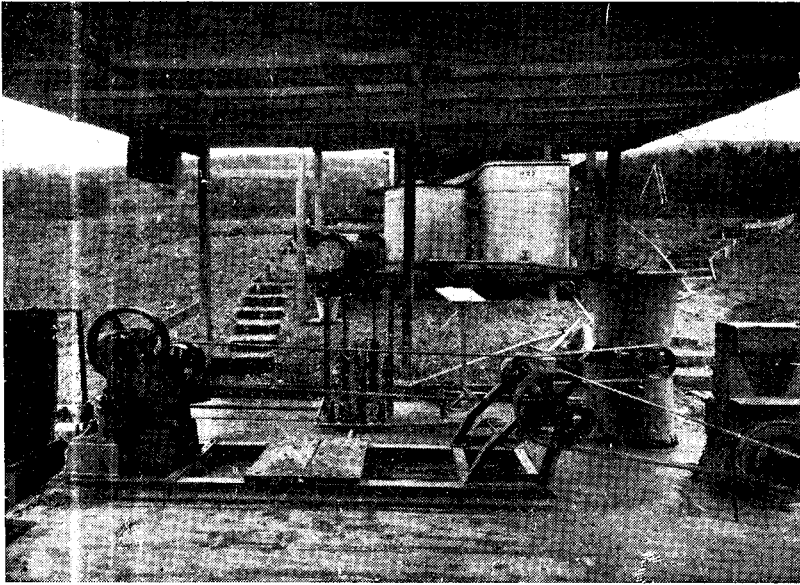


FIG. 8 — Vue des installations d'injections.  
*View of the grouting installations.*

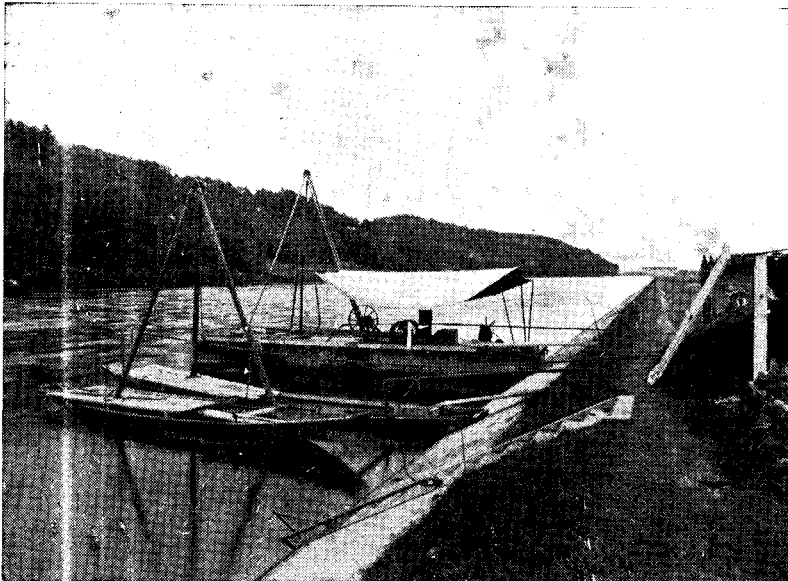


FIG. 9 — Vue de la digue avec installation des forages.  
*View of the embankment with boring machines.*

guille dans l'échantillon du gel, laissé dans l'eau. Cette charge après 1 ou 2 jours déjà était de 1 kg./cm.<sup>2</sup> et après 28 jours de plus de 10 kg./cm.<sup>2</sup>.

Ensuite en plaçant un échantillon de gel d'argile âgé de 5 jours dans un appareil de cisaillement rotatif de Hvorslev, on a mesuré un angle de frottement interne de 20° et une cohésion de 0,2 kg./cm.<sup>2</sup>. La consistance du gel d'argile après durcissement peut se comparer à celui d'une argile plastique. L'étude de la perméabilité, en augmentant la pente hydraulique jusqu'à  $i = 20$ , a montré que celle-ci s'abaissait après durcissement jusqu'à un ordre de grandeur de  $10^{-5}$  à  $10^{-6}$  cm./sec. En comparant ces valeurs à celles de la perméabilité de l'argile plastique, elles paraissent encore élevées, ce qui est facile à comprendre si l'on songe que le gel d'argile a un volume de vide très grand. Mais d'autre part si l'on compare cette perméabilité à celle du terrain graveleux, elle apparaît beaucoup plus petite et est bien suffisante pour étancher le sol.

Grâce à l'injection de ce gel d'argile thixotrope il a été possible de réduire au minimum les pertes des matières injectées; on n'en a jamais remarqué dans les sources au pied du versant d'air de la digue, situées à 25 m. des trous d'injection. Ce n'est qu'après avoir obtenu le refus lors des injections, qu'on a vu quelques sorties de gel près des trous dans le fond de la retenue.

Comme on n'a pu observer aucun trouble de l'eau des sources au pied de la digue pendant les injections, ce n'est que par les essais de coloration faits en forant les trous d'injections qu'on a pu observer les communications entre les trous d'injections et les sources. Le temps écoulé depuis l'introduction de la fluorescéine dans le forage jusqu'à ce qu'elle réapparaisse dans les venues d'eau a été au minimum d'un quart d'heure; il a souvent été de plusieurs heures mais dans le cas de faibles communications seulement. Ces liaisons ont été dessinées à la Fig. 6. Il est intéressant de remarquer à ce propos que certaines liaisons sont perpendiculaires à l'axe de la digue; d'autres sont obliques suivant le sens du courant de l'Aar et d'autres encore sont obliques mais en sens inverse.

On en peut conclure que vraisemblablement les renards traversent la digue en tous sens et s'enchevêtrent les uns les autres dans ce sol graveleux.

Une étude attentive de toutes ces liaisons a une grande importance pour la conduite des travaux d'injection.

Sitôt un certain tronçon du voile d'étanchéité achevé, quelques sources ont commencé à tarir, d'autres ensuite, puis toujours davantage au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Cependant avec certaines venues d'eau il a été très difficile de trouver des communications, du fait qu'elles provenaient de très loin (voir FIG. 6). C'est pourquoi l'on a encore pendant les injections envoyé sous haute pression, avec l'injecteur hydraulique, de la fluorescéine, pour savoir dans quelle direction pénétrait le gel d'argile.

A la fin des travaux toutes les sources au-dessus du chemin se sont tariées. D'autre part pendant l'exécution de ce travail aucune nouvelle source n'est apparue ce qui signifie bien que les renards ont été complètement bouchés et toute infiltration arrêtée.

Les tableau ci-dessous donne une idée de l'étendue des travaux exécutés:

1. Tronçon du km. 34,46-34,70

longueur de la zone injectée	234 m.
surface du voile d'étanchéité	1.560 m. <sup>2</sup>
longueur totale des trous d'injections	433 m.
quantité de gel d'argile injectée	1.307 m. <sup>3</sup>

quantité de gel d'argile par m. de digue	5,6 m. <sup>3</sup>
quantité de gel d'argile par m. <sup>2</sup> de voile	0,84 m. <sup>3</sup>
quantité de gel d'argile par m. de forage	3,0 m. <sup>3</sup>
2. Tronçon du km. 34,85-34,97	
longueur de la zone injectée	116 m.
surface du voile d'étanchéité	710 m. <sup>2</sup>
longueur totale des trous d'injections	325 m.
quantité de gel d'argile injectée	940 m. <sup>3</sup>
quantité de gel d'argile par m. de digue	8,1 m. <sup>3</sup>
quantité de gel d'argile par m. <sup>2</sup> de voile	1,3 m. <sup>3</sup>
quantité de gel d'argile par m. de forage	2,9 m. <sup>3</sup>

Pour conclure on peut dire que ces injections de gel d'argile pour étancher des renards dans ce terrain d'alluvion ont été pleinement satisfaisantes. Le résultat obtenu est vraisemblablement supérieur à celui qu'on aurait obtenu par des injections de ciment et en tout cas on a réalisé ainsi une grosse économie sur les matériaux injectés.

Les travaux ont été dirigés par la S.A. de l'Usine de Rapperswil-Auenstein comme maître de l'œuvre. L'exécution des travaux de sondages et d'injections, de même que les essais géotechniques en laboratoire et la mise au point du procédé d'injection, ont été réalisés par la Swissboring, Société Suisse de Sondages et Prospections S.A. à Zürich.

## R É S U M É

Des renards dans le sous-sol de la digue latérale de l'usine hydro-électrique de Rapperswil-Auenstein ont été étanchés au moyen d'injections. Des études préliminaires par des essais de perméabilité ont été exécutés en vue de déterminer les principales voies des infiltrations. Le voile d'injection a été formé dans la couche graveleuse sous les plaques de béton, couvrant le versant d'eau de la digue; on a utilisé un gel d'argile thixotrope qui a donné pleine satisfaction pour boucher les renards sous la digue.

## S U M M A R Y

Pipings in the underground of the lateral Aar embankment (hydroelectric power plant of Rapperswil-Auenstein — Switzerland) have been staunched by means of grouting. Preliminary investigations by means of field-permeability tests have been undertaken to determine the principal ways of the leakages. Grouting curtains have been executed in the gravel formation under the concrete plates on the water side of the embankment. A thixotropic clay-grout has been used, which gave full satisfaction for sealing the pipings under the dam.



QUESTION N° 10

COYNE  
FRANCE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

FONDATION D'UN BARRAGE SUR L'ALLUVION  
LE BARRAGE DU LAURENTI\*

A. COYNE

Le barrage du Laurenti est un exemple assez rare, croyons-nous, d'un barrage en enrochements fondé sur des alluvions non consolidées et perméables. Sa hauteur est petite — quinze mètres environ pour une retenue de treize — mais son histoire est curieuse et mérite d'être notée.

Situé à près de 1.000 m. d'altitude sur un petit torrent des Pyrénées, il fut tout d'abord conçu sous la forme d'une voûte mince et implanté comme tel.

Quelques puits de sondage ouverts dans la zone des fondations avaient révélé que la roche de granit, apparente et de bonne qualité sur les rives, disparaissait au centre et qu'il fallait s'attendre à la rencontrer, en certains points, à plus de 10 m. de profondeur sous les alluvions. Ces alluvions sont formées par des sables mélangés de galets et de blocs, sables récents non consolidés, poussant fort sur les boisages. Leur présence à cet endroit serait consécutive à l'effondrement relativement récent (un siècle au plus) d'un barrage naturel qui s'était formé sur le lit du torrent, à quelques kilomètres en amont et dont la destruction aurait précipité dans la vallée toute une masse de débris morainiques entraînée par cette lâchure accidentelle. Ayant été fortement lavés à cette occasion ces sables sont perméables, à tel point que les sondages par puits ont dû être arrêtés faute de pompes suffisantes pour étaler les venues d'eau faisant irruption à travers les boisages.

C'est sur le vu de cette reconnaissance sommaire que furent entreprises les fouilles sur le tracé de la voûte. Mais on ne tarda pas à s'apercevoir que la fondation rocheuse se dérobaît à peu près partout en profondeur, et qu'il fallait renoncer à la conception première sous peine de s'engager dans des dépenses et des délais prohibitifs. On décida, en conséquence, de se rabattre sur un barrage en terre ou en enrochements.

Les fouilles avaient entretemps mis à découvert un sous-sol d'alluvions fortement mélangées, blocs, graviers et sables non consolidés, mais susceptibles, à première vue, de s'organiser efficacement en auto-filtre au moindre

---

\*Alluvial foundation of Laurenti Dam.

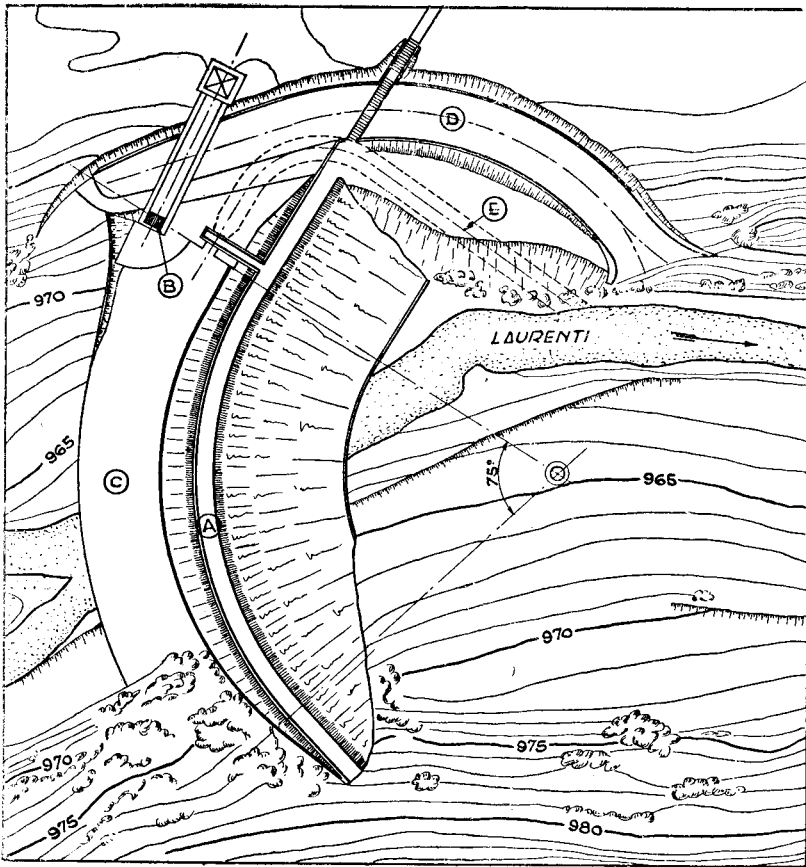


PLANCHE 1

A. Barrage. B. Prise d'eau. C. Tapis d'étanchéité. D. Déversoir. E. Galerie de vidange.

A. Dam. B. Water intake. C. Tightness carpet (apron). D. Spillway. E. Outlet tunnel.

danger de renard. On notait pourtant, par endroits, la présence de couches de limon gras formé d'argile et de sable fin.

Faute d'une carrière convenable, on écarta l'idée d'une digue en terre, pour adopter celle d'un barrage en enrochements dont le parafoille serait coulé sur le tracé même de la voûte primitive, pour bénéficier des fouilles déjà faites et dont le corps serait constitué par des moellons durs extraits du déversoir creusé dans la rive gauche ( PLANCHE 1 ).

Pour s'ajuster plus facilement à la topographie des rives et diminuer le cube de l'ouvrage et son délai d'exécution, le parement amont serait raidi par le procédé classique du " mur à échelle ", consistant à larder la masse du remblai au moyen de tirants en béton armé superposés, fortement attachés à la paroi amont, elle-même constituée par un mur en maçonnerie de 0 m. 50 d'épaisseur légèrement armé ( PLANCHE 2 ).

Enfin, pour combattre le risque de renard, on augmenterait la longueur de percolation à travers les fondations en coulant à l'amont de l'ouvrage, à

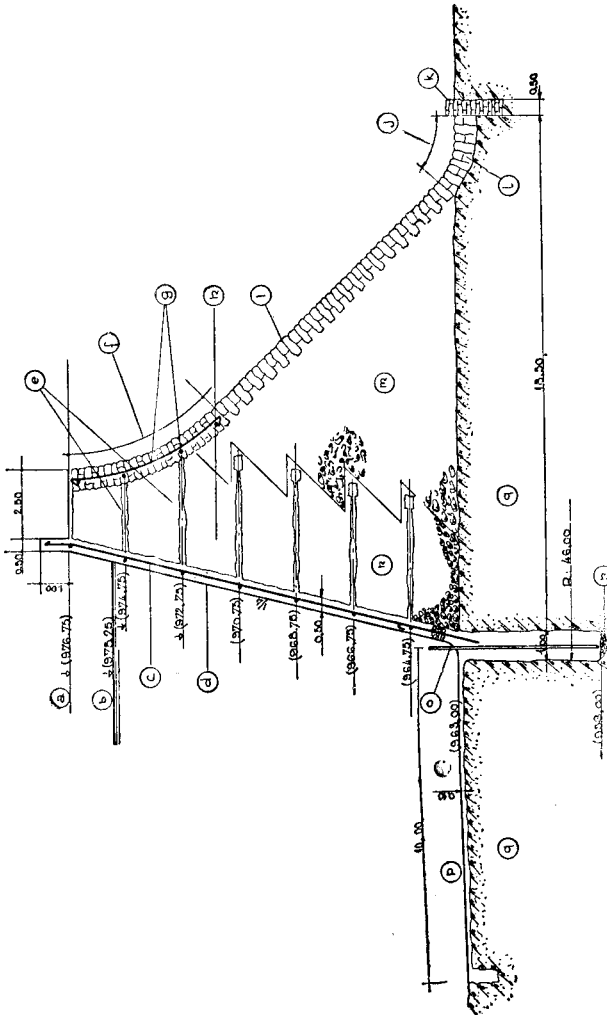


PLANCHE 2

Coupe-type. (a) Retenue maximum. (b) Tirants à 2 f. de 22 mm. ancrés dans masque amount et parement aval. (c) Quadrillage f. 30 d'épaisseur. (e) Mur de soutènement "à échelle". (f) Parement en pierres sèches. (j) Rigole de pied maçonnée. (k) Mur maçonné. (l) Soubassement de pierres sèches. (m) Remblai pierreux en vrac garni de graviers et sables par arrosage. (n) Remblai pierreux rangé à la main, garni de graviers et sables par arrosage. (o) Tubes d'injection tous les 3 m. (p) Tapis d'étanchéité. (q) Alluvions intactes. (r) Nid de cailloux à l'aplomb du tube d'injection. *Nota* — Les injections n'ont pas été faites.

Section of dam. (a) Maximum headwater. (b) Normal headwater. (c) 6 ft. checker  $1\frac{3}{8}$ " bars. (d) 20" thick masonry facing. (e)  $\frac{7}{8}$ " bars every 6 ft. anchored in the upstream facing and in the masonry downstream face. (f) Masonry face. (g) 6 ft. checker of  $1\frac{3}{8}$ " bars. (h) "Ladder" support wall. (i) Dry stone wall. (j) Masonry footing trench. (k) Masonry wall. (l) Dry stone ledge. (m) Rockfill pell-mell with gravels and sands thoroughly watered. (n) Rockfill, hand placed, with gravels and sands thoroughly watered. (o) Grouting tubes every 6 ft. (p) Tighthness concrete carpet. (q) Untouched alluvials. (r) Gravels nest plumb to the grouting tubes. *Note:* Grouting operations were not carried out.



même les alluvions, un tapis souple en béton armé, d'une dizaine de mètres de longueur, bordé à l'amont par un parafouille léger.

La longueur de percolation ainsi obtenue est d'environ trois fois la charge d'eau en comptant, comme de règle, le parafouille pour deux fois sa profondeur.

La consistance du massif d'enrochements requit quelques soins particuliers. Il fallut notamment s'employer à combler les vides des pierres avec des matériaux formant filtre, de manière à éviter une irruption des eaux cheminant à travers le sous-sol dans le corps même du massif, et le déchaînement d'un renard d'autant plus dangereux que sa naissance et son développement initial eussent passé inaperçus.

On opéra de la façon suivante :

Les pierres de la carrière furent amenées par wagonnets et rangées quasi à la main dans toute la zone occupée par les tirants. Au delà, on se contenta de les déposer en vrac, sauf au voisinage du parement aval qui fut maçonné à pierre sèche. Chaque couche de pierre étant répandue, de préférence en hérisson, c'est-à-dire les pointes en l'air, de manière que les lits successifs soient fortement liés les uns aux autres, on fit pénétrer à l'intérieur des vides un mélange de galets et de sable, au moyen d'un fort arrosage superficiel. Ces galets et ces sables étaient tout simplement extraits du lit du torrent, sans précautions spéciales quant à leur composition qui était à l'état naturel, assez homogène.

De loin, on eût dit un barrage en béton ( FIG. 4 et 5 ) mais sans ciment.

Un intérêt secondaire, mais non négligeable de cette méthode fut, tout en augmentant le poids du massif, de réduire son tassement et celui de la fondation.

On observa tout au plus, lorsqu'on fut près d'arriver en haut, un léger basculement de tout l'ensemble, ayant pour effet de créer dans la base du mur à échelle, comme il arrive souvent, une simple fissure capillaire.

Il a simplement fallu prendre garde que la charge d'eau ainsi introduite dans l'ouvrage ne prenne à revers ce mur formant parement amont et risque de le renverser vers l'amont. On a donc réservé provisoirement dans le parement des barbacanes filtrantes chargées de laisser échapper l'eau sans entraînement des terres. Des joints de construction verticaux ont été, au bon moment, clavés en béton. Puis le parement maçonné fut à la fin revêtu d'une gunite armée de quelques centimètres d'épaisseur.

Les précautions prises, quoique au fond très sommaires, furent des plus efficaces.

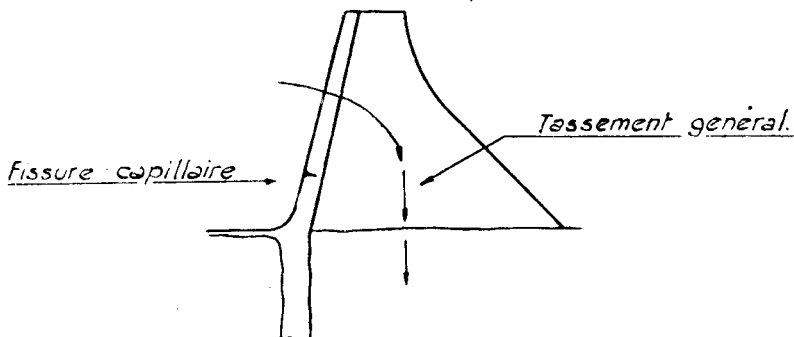


FIG. 3



FIG. 4 — Barrage du Laurenti — construction de l'ouvrage.

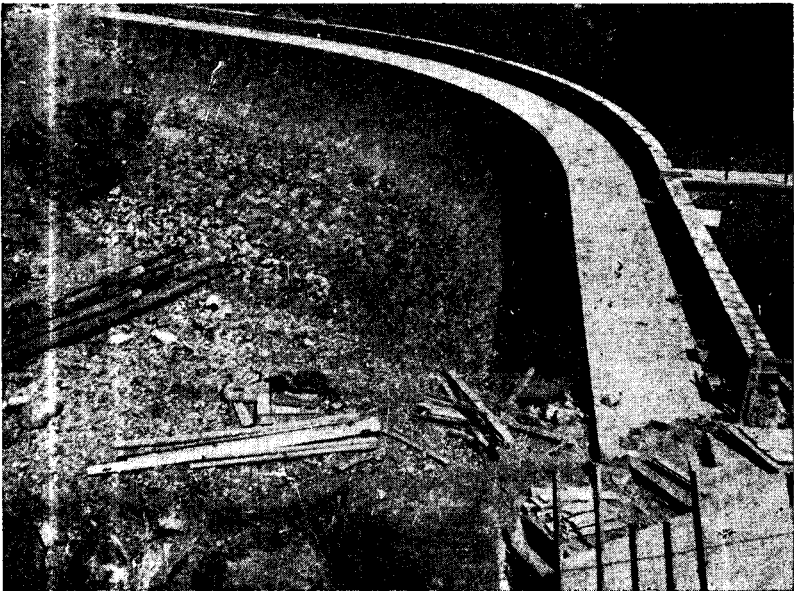


FIG. 5 — Barrage du Laurenti --- vue de l'ouvrage terminé.

Des mesures piézométriques, faites à l'amont de l'ouvrage, ont manifesté des pertes de charge de 1 à 2 m. entre le dessus et le dessous du tapis en béton armé, révélant l'existence d'une circulation d'eau sous ce dernier. Mais les pertes totales à travers le sol, sous 13 m. d'eau, ne dépassent pas 3 l. à la seconde, bien qu'on n'ait pratiqué aucune injection de ciment à la base du parafouille, comme on en avait primitivement l'intention.

Pourtant la vallée est assez large, la longueur de l'ouvrage en crête est de 80 m. et la surface du parement mouillé de 700 m.<sup>2</sup>.

Il n'y a aucune perte à travers l'ouvrage proprement dit.

### R É S U M É

Le barrage du Laurenti est un barrage en enrochements à parement amont quasi vertical, fondé sur l'alluvion.

Il faut chercher les raisons d'une telle conception dans une économie de cube et un ajustement plus facile à la topographie des rives. Primitivement il était question de faire, à cet endroit, un barrage-voûte; faute de sondages suffisants, on s'aperçut en cours d'exécution que le terrain solide (granit visible sur les rives) disparaissait au centre jusqu'à 10 m. et plus de profondeur. On n'a jamais su exactement jusqu'où. On changea donc d'avis et sur le tracé de la voûte on se contenta de couler un parafouille, d'environ 5 m. de profondeur, servant de fondation au mur amont "à échelle" du barrage en enrochements.

Un tapis souple en béton armé s'étendant à une dizaine de mètres vers l'amont augmente la longueur de percolation qui est environ 3 fois la charge d'eau. A une condition, évidemment, c'est que la masse des enrochements puisse être considérée comme un filtre et oppose, au passage de l'eau, une résistance équivalente à celle du sol de fondation. Ce dernier est formé par des alluvions mélangées: blocs, galets et sable avec une très faible teneur en argile. Il est assez perméable; on a eu quelque mal à épuiser les fouilles dans les trous de sondage préliminaires.

Néanmoins, ces alluvions paraissent, à première vue, offrir la garantie essentielle de former automatiquement filtre en cas de renard.

La masse des enrochements a été traitée de la façon suivante:

Une carrière ayant été ouverte dans la rive gauche à l'emplacement du déversoir, les pierres ont été amenées par wagonnets et rangées quasi à la main dans le corps de l'ouvrage. Leurs intervalles ont alors été remplis d'alluvions, sable et petits graviers, qu'on a fait pénétrer dans les vides des pierres par un fort arrosage superficiel.

Vu de loin on croirait un barrage poids en béton. Mais il n'y a pas de ciment.

L'intérêt de cette méthode de remblaiement hydraulique est triple. Comme on l'a dit plus haut, en remplissant les vides on combat le risque d'un renard débouchant à travers la masse des enrochements, danger spécial et grave, inhérent à ce type d'ouvrage, lorsqu'il est fondé sur sol d'alluvion.

On augmente le poids du massif.

On réduit son tassement et celui de la fondation.

Le résultat le plus remarquable de l'opération est que les pertes totales à travers le sol, sous 13 m. de charge d'eau, ne dépassent pas 3 l. à la seconde, bien qu'on n'ait fait aucune injection.

## SUMMARY

The Laurenti Dam is a rock-filled dam with almost vertical upstream face based on alluvials.

The reasons for this type of construction were the saving in volume and an easier adjustment to the topography of the embankments. The first thought had been to build an arch dam, but failing sufficient investigation, it was found during the construction that the solid ground (granite appearing on the embankments) disappeared at midspan by depth of 10 m. = 30 ft. and more. The bottom was never found. The plans were changed and a concrete cut-off wall was poured on a depth of about 5 m. = 15 ft. on the outline of the arch, to be used as foundation for the upstream "ladder wall" (mur à échelle) of the rock-filled dam.

An armoured concrete yielding carpet laid on about 10 m. = 30 ft. upstream, increases the percolating length which is about 3 times the water head. It is obvious that the enrockment must be regarded as a filter opposing to the waterflow a resistance equivalent to the one of the foundation ground. This ground is made of alluvials: blocks, rolled stones, pebbles and sand with a very small content of clay. It is rather pervious, some difficulties were experienced in dry pumping the prospecting borings.

Nevertheless, at first glance, these alluvials appear to have the essential quality to operate automatically as filter in case of a leak.

The enrockment was dealt with as follows:

A quarry was opened on the left bank of the spillway; stones were carried on lorries and placed practically by hand in the body of the dam. The joints were filled with alluvials, sand and small gravels which were forced in between the stones by a heavy sprinkling on the surface.

From a distance, the work looks like a concrete weight-dam, but it does not include any cement.

This procedure of hydraulic filling has 3 advantages:

— By filling the joints and voids, the danger is reduced of a leak clearing its path through the enrockment, this danger being especially serious for this type of dam when based on alluvials.

— The weight of the block is increased.

— The settling down of the main block and its foundation is reduced.

The most remarkable result is that the total losses through the ground under 13 m. = 39 ft. head do not exceed 3 l. = about 3 quarts per second, in spite of the fact that no injections were made.



QUESTION N° 10

E. ISCHY (I)  
FRANCE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

BARRAGE DE CASTILLON  
LUTTE CONTRE LES ÉROSIONS SOUTERRAINES\*

E. ISCHY

*Ingénieur E.P.Z.*

*Directeur Général de l'Entreprise de Fondations et Travaux Hydrauliques  
France*

GENERALITÉS

CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

Le barrage de Castillon, construit à l'entrée d'un-des défilés du Verdon sur la rivière de ce nom, dans le Département des Basses-Alpes, est un barrage-voûte dont les caractéristiques principales sont les suivantes:

Cote du fond de la rivière .....	800
Cote du fond rocheux .....	780
Cote du couronnement .....	881,50
Cote de la retenue .....	880
Développement en crête .....	200 m.
Épaisseur en crête .....	4 m.
Épaisseur à la base en clef .....	17 m.
Cube de la retenue .....	149.000.000 m. <sup>3</sup>

CONDITIONS GÉOLOGIQUES

Si les conditions topographiques pour l'établissement d'un barrage de cette importance sont excellentes vu l'étroitesse de la vallée (FIG. 1), les conditions géologiques le sont beaucoup moins, particulièrement sur la rive droite.

Le Verdon, qui coule en cet endroit sensiblement nord-sud, a creusé sa gorge dans les calcaires du jurassique supérieur.

\*Castillon Dam — Fighting Underground Erosions.

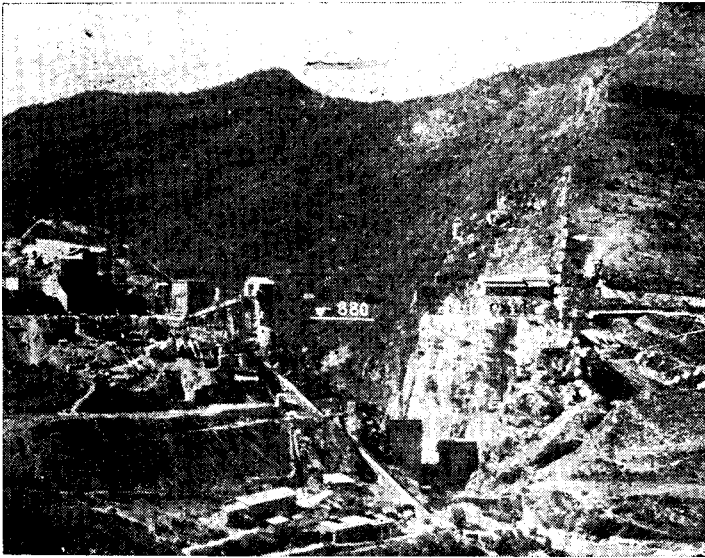


FIG. 1 — Vue de l'emplacement du barrage de Castillon; en pointillé, la "cassure au large".

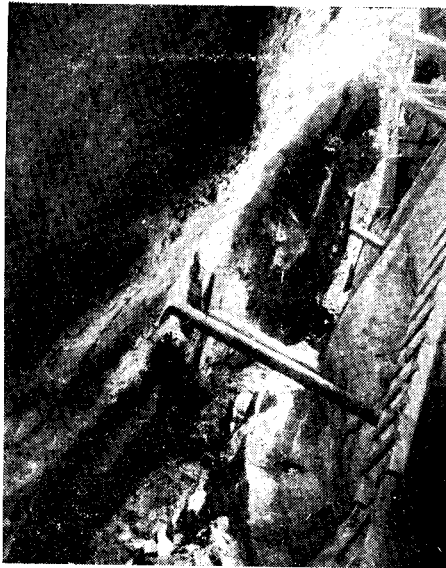


FIG. 2 — Vue prise à l'intérieur de la cassure au large.

Il s'agit d'une très importante masse de calcaires bien lités avec quelques couches de fausses brèches et de calcaire à silex.

Le pendage général des couches est de 20° nord-est environ.

Sur la rive gauche, les couches plongent donc légèrement vers l'intérieur de la montagne et l'appui est très sain et massif.

Il n'en est pas de même sur la rive droite. Les couches y plongent obliquement vers la vallée. Ce phénomène a encore été localement accentué par la présence à 40 m. environ de l'appui du barrage d'un anticlinal très faillé de direction S.-S.-O. dénommé localement " cassure au large ".

Cet accident géologique est bien visible sur toute la rive droite, le rejet de la faille ayant créé une corniche que l'on suit à travers tout le massif ( FIG. 1 ).

Parallèlement à l'anticlinal faillé, mais à 100 m. à l'ouest, on décele un mouvement synclinal, réplique locale du mouvement anticlinal qui rétablit le pendage général des bancs, qui est de 20° dans la région.

La rupture des couches rigides de calcaire, provoquée par cette faille, alliée au pendage des couches vers la vallée a provoqué une véritable dislocation de tous les bancs calcaires situés entre la " cassure au large " et la falaise jusqu'au niveau du fond de la vallée rocheuse.

Les fissures y sont extrêmement nombreuses. Il y en a de toutes les dimensions allant de la fissure filiforme à la cassure béante de plusieurs mètres de largeur ( FIG. 2, 3 et 5 ).

Elles ont en général une disposition en relai et en escalier.

Une fissure plus ou moins béante que l'on suit très bien pendant un certain temps se ferme brusquement en biseau, mais un peu plus loin d'autres fissures prennent naissance et s'effacent également brusquement, formant en quelque sorte relai avec les premières.

Les plans des fissures étant en général perpendiculaires aux couches, leur trajet est fréquemment contrarié par la stratification de la roche et l'inégale dureté des différents bancs.

C'est ainsi qu'une fissure largement béante peut être brutalement interrompue par une dalle restée intacte. mais la fissure reprend plus loin, décalée légèrement, ce qui lui donne un aspect en escalier.

Les cassures les plus importantes qui ont été repérées en surface ou en profondeur au moyen de puits et de galerie de reconnaissance ont été baptisées cassure au large, faille Chadenson, cassure Nord, cassure Sud, faille de la grotte, cathédrale, faille du batardeau, faille tectonique, etc... ( FIG. 3 ).

A première vue, elles paraissent sillonner cette masse rocheuse en tout sens sans autre loi que d'être en général sensiblement perpendiculaires aux plans de stratification.

En les examinant de plus près on voit que les plus importantes du moins se rattachent toutes à un des trois systèmes ci-après :

- cassures d'origines tectoniques, parallèles à la " cassure au large ",
- cassures orientées suivant les horizontales des couches,
- cassures orientées suivant le pendage des couches ( FIG. 6 ).

Toutes ces fissures sont d'origine tectonique ou mécanique et ne proviennent pas de dissolution des calcaires par les eaux d'infiltration. Il ne s'agit donc pas de phénomènes karstiques.

En général, les fissures sont vides. Cependant au voisinage de la surface, et même quelquefois en profondeur, on les a trouvées remplies d'éboulis rocheux ou de dépôts apportés par les eaux de ruissellement.

Les travaux de reconnaissance entrepris ont permis de déboucher dans des cassures comportant des vides de plusieurs centaines de mètres cubes ( FIG. 2 et 5 ).



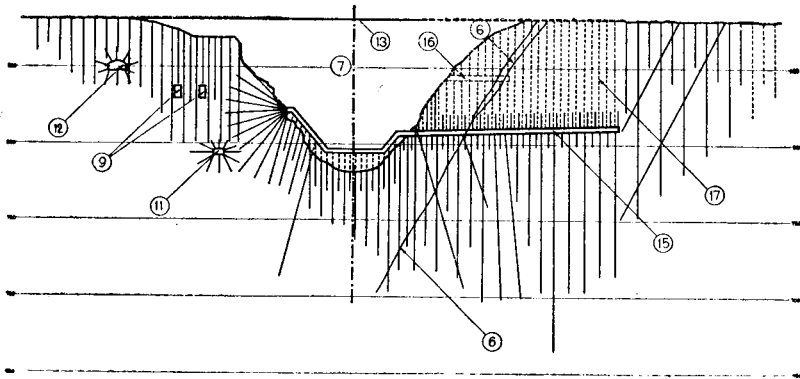
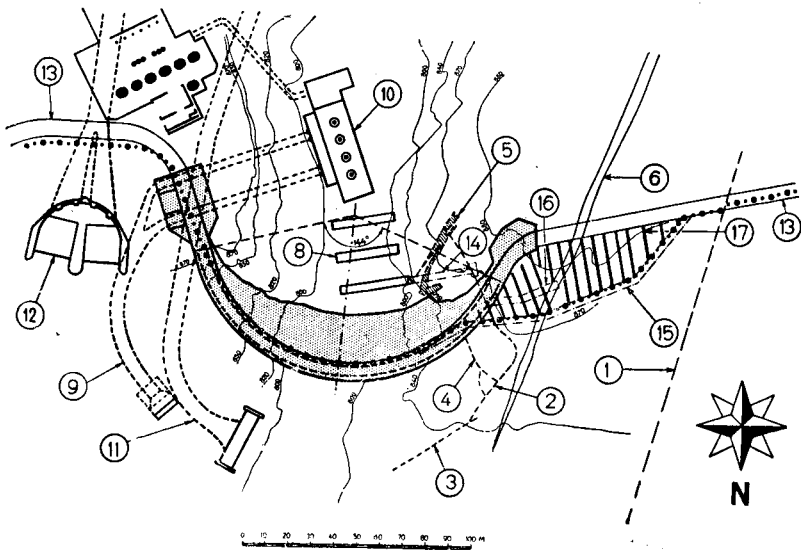


FIG. 3 ET 4 — Vue en plan du barrage. Développement suivant le rideau vertical du voile d'étanchéité. 1. Axe du mouvement synclinal. 2. Faille tectonique. 3. Faille du batardeau. 4. Cassure nord. 5. Faille Chadenson. 6. Cassure au large. 7. Barrage. 8. Contreforts. 9. Conduites forcées. 10. Usine. 11. Vidange de fond. 12. Evacuateur de crues. 13. Route traversant la vallée sur le couronnement du barrage. 14. Gallerie à la cote 800. 15. Gallerie à la cote 805. 16. Gallerie à la cote 843. 17. Voile d'étanchéité: forages inclinés. ●●●● Voile d'étanchéité: Rideau vertical. On remarque en amont, à droite du dessin, en plan, l'infléchissement des lignes de niveau qui situe la vallée du Cheiron, affluent de la rive droite du Verdon.

#### RECONNAISSANCES COMPLÉMENTAIRES

Après ces constatations assez alarmantes, il ne pouvait être question d'appuyer le barrage sur la rive droite sans procéder à l'enlèvement ou à un traitement important généralisé de tout ce calcaire disloqué, ni de mettre la retenue en eau sans assurer l'étanchement du rocher au droit et au large du barrage.

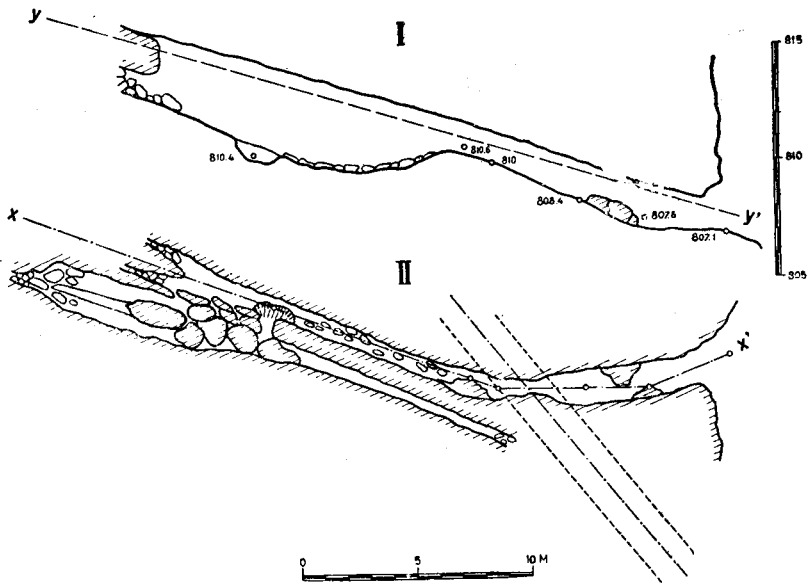


FIG. 5 — Une cassure béante: la faille Chadenson. I. Profil développé suivant X X'. II. Projection sur le plan Y Y'. En pointillé: la galerie à la cote 800.

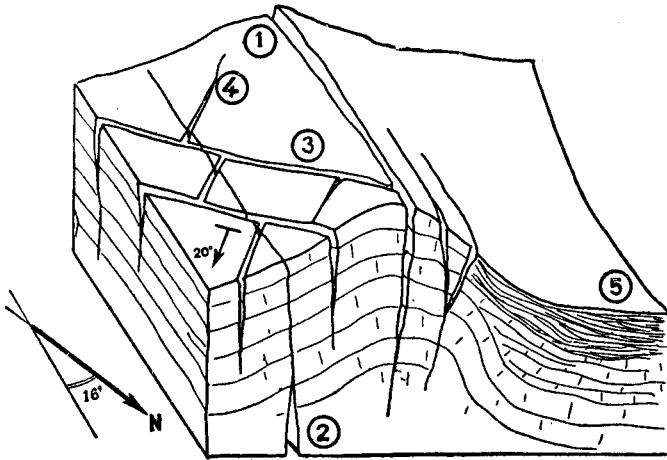


FIG. 6 — Bloc diagramme montrant la disposition des différents réseaux de fissures. Anticlinal faillé: 1. Cassure au large. 2. Faille Chadenson. 3. Fissures orientées suivant les horizontales des couches. 4. Fissures orientées suivant le pendage des couches. 5. Mouvement synclinal.

En effet, l'état du rocher sur la rive droite ne lui aurait certainement pas permis d'encaisser les poussées des voûtes sans subir des déformations importantes, et sa grande fissuration aurait été la cause dès la mise en eau de pertes importantes par infiltrations se manifestant sous l'ouvrage ou latéralement.

L'action érosive des infiltrations dans les berges et la déformation de l'appui rive droite auraient pu amener rapidement la ruine de l'ouvrage.

Il fut donc décidé de réaliser un important programme de reconnaissances complémentaires comportant :

- l'exécution de puits et de galeries,
- le dégagement des cassures béantes reconnues,
- l'exécution de sondages carottés avec essais de perméabilité et d'injection.

Il s'agissait de déterminer exactement l'importance et l'étendue de la dislocation et de la fissuration du rocher, d'étudier les possibilités de reconstituer un appui solide pour la voûte du barrage et de réaliser l'étanchement du rocher.

Ces reconnaissances, qui nécessitèrent l'exécution de :

- 450 m. de galerie,
- 80 m. de puits,
- plus de 1.000 m.<sup>3</sup> de déblais,
- 1.500 m. de sondages carottés avec essais d'eau et,
- 1.000 tonnes d'injection de ciment

permirent de trouver une solution techniquement et économiquement satisfaisante du problème posé.

### CONSOLIDATION DE L'APPUI RIVE DROITE

Les constructeurs du barrage eurent à choisir entre la possibilité d'abattre toute cette masse de rocher disloqué pour aller appuyer l'ouvrage sur un rocher plus sain et plus compact au delà de la cassure au large, ou d'envisager une consolidation de l'appui par injection.

L'idée d'excaver profondément la berge pour y encastrer le barrage dans un rocher sain a été abandonnée, d'une part à cause du cube important de rocher qu'il aurait fallu enlever, et surtout parce qu'il eût été très hasardeux de procéder à des travaux d'excavation de cette importance, qui auraient coupé l'appui naturel des bancs et auraient amené vraisemblablement des glissements de ceux-ci, ce qui aurait pu provoquer des éboulements catastrophiques.

Il fut donc décidé de réaliser une consolidation par injection après mise au point de procédés adaptés à ce problème particulier.

### DÉTERMINATION DE LA ZONE A CONSOLIDER

Pour déterminer la masse de rocher qu'il était nécessaire de consolider, on partit de deux critères différents :

1° de considérations géologiques sur l'état du rocher au voisinage de l'appui, en tenant compte de la disposition des fissures, des failles, des zones relativement compactes, de celles plus broyées, du pendage des couches, etc . . . afin de déterminer les limites de la masse à traiter pour permettre à l'appui d'absorber la poussée de la voûte et de la diffuser à l'intérieur de la montagne sans que cette diffusion ne soit trop gênée par la présence de failles béantes ou de points durs.

2° On tenta un calcul de la répartition des contraintes dans le rocher, dues à la poussée de la voûte, en assimilant le rocher à un massif semi-indéfini homogène et isotrope et sollicité par des charges réparties uniformément sur une bande de largeur constante et de longueur illimitée.

Les efforts pris en considération furent les poussées des voûtes déterminées par les méthodes courantes de calcul de résistance des matériaux.

On voit que cette hypothèse est assez loin de la réalité, mais elle permettait cependant d'avoir une idée de la manière dont se seraient réparties les contraintes dans un massif homogène.

La combinaison de ces deux méthodes permit de délimiter un volume d'environ 200.000 m.<sup>3</sup> dans lequel il était nécessaire de rétablir la compacité et l'étauchéité du rocher. Cette masse représente une sorte de pyramide tronquée dont une des faces est l'appui du barrage (FIG. 7).

#### MODE DE CONSOLIDATION ADOPTÉ

Il ne pouvait être question de remplir par injections les cassures béantes, ni d'y laisser les matériaux meubles dont elles étaient partiellement comblées, pas plus qu'il ne pouvait être envisagé de venir bétonner toutes les fissures dont beaucoup ne débouchaient ni en falaise, ni dans une des galeries, ni dans les puits de reconnaissance exécutés.

Il fut donc décidé :

— de bétonner les cassures béantes après les avoir dégagées des matériaux de remplissage,

— d'injecter toute la masse à consolider, et accessoirement :

— d'épauler le pied de la falaise par des contreforts ancrés avec des tirants mis en tension (système Coyne).

#### BÉTONNAGE DES FISSURES BÉANTES

Les cassures les plus importantes, cassure au large, faille Chadenson, Cathédrale, et d'autres qui l'étaient moins, furent dégagées dans toute l'emprise de la zone délimitée comme indiqué plus haut des matériaux meubles les remplissant partiellement et remplies de béton ou de mortier mis en œuvre par des procédés ordinaires ou par des transporteurs de mortier à air comprimé.

Ce travail, très délicat, parce qu'on pouvait craindre à tout moment de provoquer des éboulements, put cependant être mené à bonne fin sans avoir à déplorer aucun incident. Plus de 2.000 m<sup>3</sup> de vide purent être comblés de béton ou de mortier de bonne qualité.

#### CONSOLIDATION PAR INJECTION

##### *Principe de la solution adoptée*

Malgré l'obturation des fissures principales avec du béton, la difficulté pour consolider tout le volume considéré par injections n'était pas, comme c'est généralement le cas, d'arriver à faire pénétrer du coulis de ciment dans cette masse, mais bien de l'empêcher d'en sortir. En effet, les circulations de coulis injecté dans toutes les fissures étaient si faciles que les résurgences en falaise ou dans d'autres fissures situées à l'intérieur de la montagne et n'intéressant plus l'appui du barrage, étaient très importantes et rendaient inutilisable le procédé classique.

On a donc eu recours à la constitution d'une sorte d'écran préliminaire entourant toute la zone à consolider, de manière à réaliser une sorte de boîte

pyramidale entourant tout le volume à traiter et dont une des faces était formée par le barrage lui même et les autres par des plans de forage convenablement disposés ( FIG. 7 ).

Ulérieurement ce volume fut séparé en deux compartiments, l'un situé au voisinage immédiat du barrage, l'autre au delà, au moyen d'une paroi intermédiaire, afin de pouvoir mieux localiser l'effet des injections et de doser l'intensité du traitement en fonction de celle des contraintes ( FIG. 7 et 8 ).

Ces forages furent traités au moyen d'un produit spécial permettant de remplir même des fissures de plusieurs décimètres d'ouverture, sans avoir à craindre des déperditions trop importantes.

### *Galeries de travail*

- Pour éviter d'avoir à exécuter des forages trop longs,
- pour permettre d'adapter l'intensité du traitement à celle de la fissuration et des contraintes exercées par la poussée des voûtes,
- pour pouvoir contrôler ultérieurement et renforcer au besoin en temps voulu un point quelconque du volume consolidé,
- pour séparer les chantiers d'excavation, de bétonnage, de ceux de perforation et d'injection, afin de pouvoir conduire simultanément tous ces travaux,

d'anciennes galeries de reconnaissance furent aménagées en galeries de travail de 3 m. de diamètre et revêtues de béton.

Elles sont situées respectivement aux cotes 800, 805 et 843 ( FIG. 8 ).

La galerie 800 débouche au pied aval du barrage et est en plein cœur du volume à consolider dans la zone des plus fortes contraintes.

Les galeries 805 et 843 sont situées en bordure amont de la zone à consolider et dans le plan de l'écran d'étanchéité.

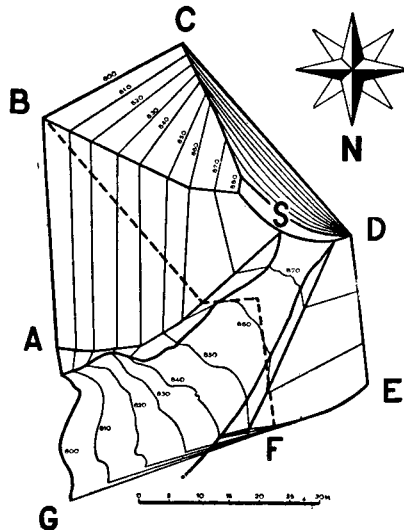


FIG. 7 — Représentation schématique de la masse rocheuse consolidée. Le volume est limité: Suivant S.ABC par la paroi aval. Suivant S.CDE par la paroi de fond. Suivant S.EFG par la paroi amont. Suivant S.GA par l'appui du barrage. Le pointillé FB représente la trace de la paroi verticale intermédiaire.

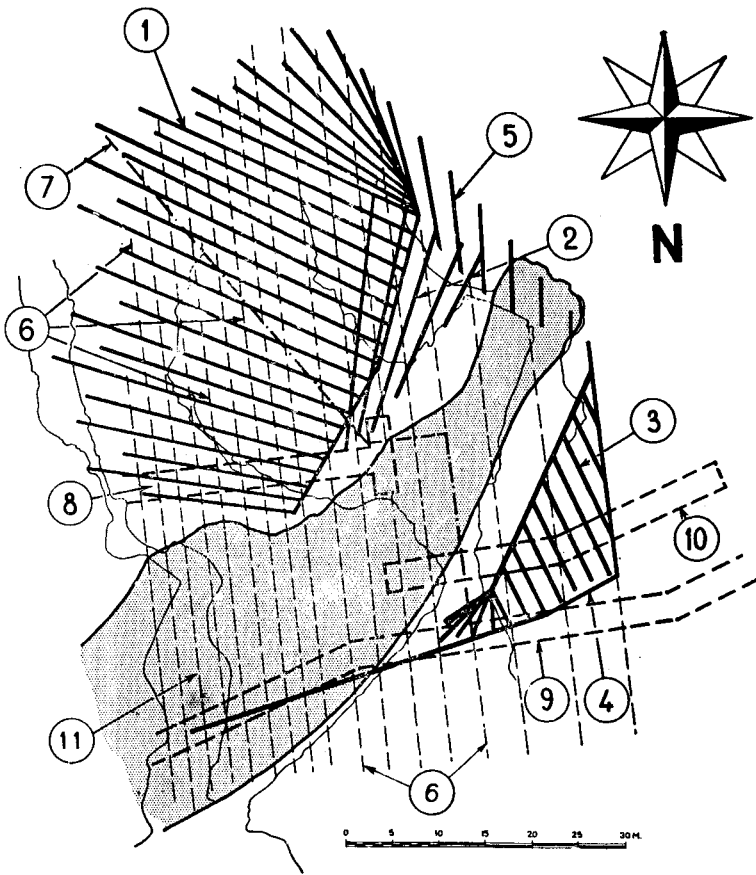


FIG. 8 — Vue en plan des forages injectés au coulis ternaire en vue de constituer les "parois du volume à consolider". 1. Forages de la paroi aval. 2. Forages horizontaux ("Toit" de la paroi aval). 3. Forages de la paroi amont au-dessus de 843. 4. Paroi amont au-dessous de 843. 5. Forages de la paroi de fond. 6. Plans des auréoles de forages de remplissage. 7. Paroi intermédiaire. 8. Galerie à la cote 800. 9. Galerie à la cote 805. 10. Galerie à la cote 843. 11. Barrage.

En outre, une galerie prolonge la galerie 805 dans le barrage à 5 m. du parement amont. Elle longe le profil rocheux et remonte à la cote 820 sur la rive gauche (FIG. 4).

*Disposition des forages constitutifs des parois de la boîte et de la paroi intermédiaire (FIG. 7 et 8).*

Les forages constitutifs des parois de la boîte ont été disposés de manière à réaliser des parois continues.

Les forages de la paroi amont sont implantés sur une ligne, parallèle à l'intersection du parement amont du Barrage et du rocher, puis longeant la courbe de niveau 880 environ; ces forages tangentent les galeries de travail aux cotes 805 et 843.

La paroi amont se confond dans cette zone avec le voile d'étanchéité et se raccorde latéralement et en profondeur avec le voile proprement dit.

Les forages de la paroi aval sont implantés sur une ligne longeant l'intersection du parement aval du barrage et du rocher, puis la courbe de niveau à 880 à l'aval de l'ouvrage. Ils délimitent une surface réglée, longeant la falaise rive droite à l'aval du barrage.

Les forages de la paroi de fond sont implantés partie en surface, partie en auréoles depuis les galeries de travail, de manière à constituer une surface verticale sensiblement perpendiculaire à la poussée des arcs.

Les forages de la paroi intermédiaire sont disposés dans un plan situé entre la surface d'appui du barrage et la paroi de fond. Ils sont disposés en auréoles partant soit des galeries de travail, soit de différents points de la falaise.

L'écartement des forages de ces parois à leur extrémité est de l'ordre de 2 à 3 m. pour les parois amont et aval, et de 3 à 5 m. pour la paroi de fond et la paroi intermédiaire. Ils ont été forés pour la plupart à la sondeuse rotative à diamants et leur exécution a donné lieu à beaucoup de difficultés par suite de la rencontre de nombreuses failles et fissures.

### *Produits injectés*

Il ne pouvait être question d'injecter dans ces forages du coulis ordinaire de ciment qui aurait immédiatement cheminé au loin et n'aurait pas permis de constituer les écrans désirés. Il fallait éviter également d'employer des produits n'acquérant pas une résistance suffisante à l'écrasement, car des cheminements dans les fissures des zones de contrainte maximum étaient toujours possibles. On étudia en laboratoire un coulis ternaire composé d'un mélange de ciment, de bentonite et de farine de pierre, produite par une installation spécialement aménagée sur le chantier.

On arriva à mettre au point un mélange ayant l'aspect d'un mortier sec, mais pouvant cependant être injecté au moyen du matériel courant d'injection.

La particularité de ce mélange est de faire une prise apparente immédiate dès qu'il n'est plus en mouvement, ceci grâce aux qualités thixotropiques de la bentonite entrant dans sa constitution. Il acquiert rapidement une dureté suffisante par suite de la prise du ciment et sa résistance à l'écrasement est de 30 à 40 kg. par cm<sup>2</sup> à 7 jours et de 80 kg. à 28 jours.

Lorsqu'il débouche d'un tube d'injection à l'air libre, son angle de talus peut atteindre 30°.

Il devenait donc possible d'obturer localement par injection des fissures ayant jusqu'à plusieurs dizaines de centimètres d'ouverture sans avoir à déplorer des pertes massives de coulis rendant le travail techniquement et économiquement irréalisable, et d'entourer le volume à consolider d'un écran permettant de procéder ultérieurement à son remplissage et à son blocage parfait sous pression.

La mise au point de ce mélange donna lieu à de très nombreux essais en laboratoire et au chantier, afin d'obtenir les caractéristiques techniques requises et de déterminer les possibilités pratiques de mise en œuvre.

Les résultats obtenus par l'emploi de ce mélange furent satisfaisants, car, bien qu'on ait enregistré de très fortes absorptions locales, on ne nota lors de l'injection des forages de la paroi aval voisins de la falaise que très peu de résurgences. C'était bien la preuve que le coulis restait en place sans s'écouler au loin par les fissures, permettant ainsi de constituer l'écran d'arrêt désiré.

### Forages et injections de remplissage

Le remplissage de tout le volume délimité par l'appui du barrage et les parois de la boîte s'effectue au moyen d'auréoles de forages exécutées depuis trois galeries de travail aménagées spécialement à cet effet ( FIG. 9 ).

La densité des forages d'injection fut choisie particulièrement forte au voisinage immédiat de l'appui où les contraintes exercées sur le rocher sont le plus élevées; elle décroît en allant vers la paroi de fond.

Ces forages sont disposés de manière à recouper le volume à consolider dans tous les sens et à pouvoir être exécutés au fur et à mesure que s'élève le barrage. Ils sont injectés au moyen de coulis de ciment additionné de farine de pierre lorsque les absorptions sont trop importantes.

Ils sont exécutés à la sondeuse rotative avec couronnes cylindriques ou pleines serties de diamants.

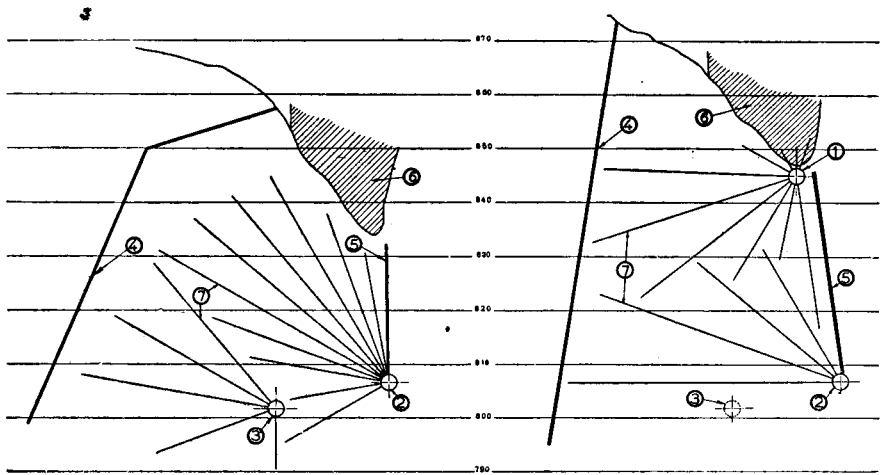


FIG. 9 — Auréoles types pour injections de consolidation. 1. Galerie à la cote 843. 2. Galerie à la cote 805. 3. Galerie à la cote 800. 4. Tracé de la paroi aval. 5. Tracé de la paroi amont. 6. Béton du barrage. 7. Forages des auréoles.

### Importance des travaux

Les travaux de consolidation du rocher formant l'appui rive droite du barrage sont à eux seuls beaucoup plus importants que les travaux d'étanchement proprement dits.

Les données principales de cet important travail sont :

Volume à consolider .....	environ 200.000 m <sup>3</sup> .
Métrage total de forages prévu .....	„ 15.000 m.
Soit, par m <sup>3</sup> de terrain à consolider .....	7,5 cm. de forage.

Au 15 novembre 1947, l'avancement des travaux était le suivant :

Métrage total des forages de consolidation	
déjà exécutés .....	8.000 m.
Absorption totale de ciment .....	3.000 T.
Absorption totale de coulis ternaire .....	1.100 m <sup>3</sup> .
donnant des absorptions moyennes de :	
par mètre de forage de remplissage .....	500 kg. ciment.
par mètre de forage des boîtes .....	600 l. de coulis ternaire.



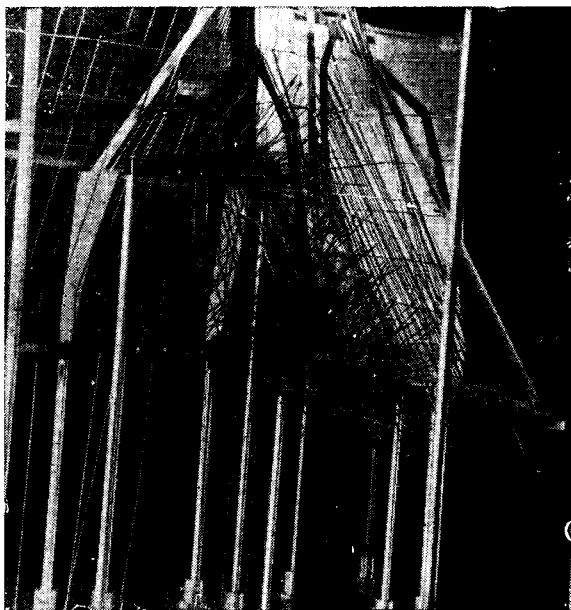


FIG. 10 — Maquette du barrage. La zone consolidée par injections est vue de l'intérieur du rocher. On distingue les trois galeries de travail d'où partent les auréoles de remplissage. On distingue également la paroi amont (à gauche) et la paroi aval (à droite). Pour la clarté de la photographie la paroi de fond et l'écran intermédiaire ont été supprimés.

Volume total de produits injectés: Ciment et coulis  
 ternaire ..... environ 3.000 m.<sup>3</sup>.  
 Soit, par m.<sup>3</sup> de terrain traité ..... 15 l.

Compte tenu de la diminution des absorptions au fur et à mesure de l'avancement des travaux, il est à prévoir que les absorptions des 7.000 m. de forages restant à exécuter atteindront à peine la moitié de celle des forages déjà exécutés, soit 250 kg. par m. linéaire, donnant un tonnage probable restant à injecter de 1.750 tonnes, représentant un volume de 1.000 m.<sup>3</sup> environ.

Avec les 2.000 m.<sup>3</sup> de béton déjà mis en œuvre dans les grosses fissures, les 3.000 m.<sup>3</sup> de produit déjà injecté, cela représentera:

— un total de produits mis en place de 6.000 m.<sup>3</sup>.  
 soit, pour les 200.000 m.<sup>3</sup> de terrain traité:

— un vide moyen de 3%,  
 2% étant rempli par des produits d'injection et 1% par du béton.

Bien que les travaux de perforation et d'injection soient relativement onéreux, leur prix de revient est nettement inférieur à celui qu'aurait coûté l'excavation du rocher disloqué et l'exécution d'une culée en béton.

Les quantités de travaux prévues ne sont qu'approximatives. On s'est fixé comme critère de réussite que les travaux de consolidation seront poursuivis jusqu'à saturation complète du rocher, c'est-à-dire qu'un forage percé en un point quelconque du volume consolidé ne devra pas absorber un

tonnage de ciment supérieur à la quantité absorbée par un rocher sain, soit 0 t. 050 par m. linéaire de forage. Mais les résultats obtenus à ce jour laissent penser que les estimations faites auront été suffisantes.

#### CONTREFORTS ANCRÉS

En bordure même du pied de la falaise rive droite à l'aval du barrage, il existe des pans de rochers détachés de la masse par des fissures verticales sensiblement parallèles à la falaise.

Situés trop en bordure de la falaise pour pouvoir être consolidés par injection et leur déblaiement apparaissant trop délicat, il fut décidé de les contre-buter par des contreforts en béton s'appuyant sur le fond rocheux à la cote 780 et arasés à la cote 820 (Fig. 3).

Pour augmenter la butée et la transformer en poussée active, il fut prévu de les ancrer dans le rocher chacun au moyen de 5 tirants système Coyne de 1.000 ton., mis en place dans des forages de 300 mm. de diamètre et scellés par injection dans le rocher sain à 30 ou 40 ml. de profondeur (Fig. 11).

#### CONTRÔLE DE LA TENUE DE L'APPUI RIVE DROITE

Lors de la mise en eau du barrage, il ne doit se produire ni des infiltrations de quelque importance à travers cette épaule, ni un mouvement quel-

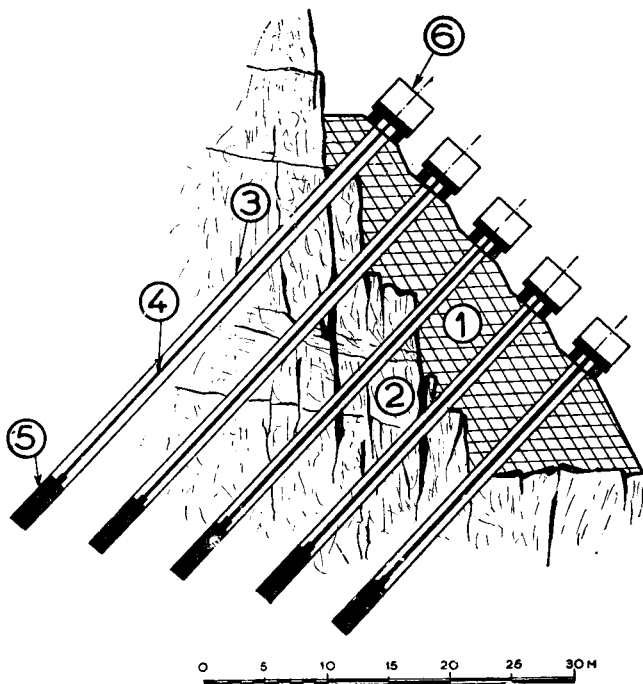


FIG. 11 — Ancrage des contreforts par tirants, système "Coyne". 1. Contrefort. 2. Masse rocheuse à consolider. 3. Forage d. 300 mm. 4. Tirant de 1.000 tonnes. 5. Vérin de mise en tension. 6. Epanouissement dy câble scellé par injection.

conque dans la masse du rocher intéressé par la poussée des voûtes. A cet effet, deux systèmes de contrôle ont été prévus :

- des dilatomètres ou repères en profondeur,
- des drains.

### *Dilatomètres*

Si un mouvement dû à la poussée des voûtes devait s'amorcer dans l'appui du barrage, cela pourrait être soit un tassement de toute cette masse sur elle-même, soit un glissement selon les lignes de cisaillement maximum données par application de la théorie simplifiée utilisée pour la détermination de la répartition des contraintes dans le rocher.

Il se trouve en outre qu'une partie de ces lignes de cisaillement coïncide précisément avec le système de fissures orientées selon les horizontales des couches.

Pour déceler l'amorce éventuelle de ces mouvements, on a prévu de disposer judicieusement des repères de profondeur permettant de déceler des mouvements éventuels de l'épaule.

Les points en profondeur ont été choisis de manière à ce qu'ils soient en dehors des zones où des mouvements pourraient s'amorcer.

Ces repères en profondeur ou dilatomètres sont constitués par des forages sensiblement horizontaux et tubés à l'intérieur desquels coulisse librement un tube-repère (FIG. 12 et 13).

Le danger de corrosion dans le temps et les erreurs pouvant être introduites dans les mesures par le frottement de la tige repère ont été supprimés en utilisant des tiges repères creuses en équilibre indifférent à l'intérieur du forage tubé maintenu plein d'huile (système breveté).

### *Drains*

Toute la masse du rocher injectée peut être considérée comme étanche, mais il est toujours possible que certaines infiltrations s'y fassent jour. Il est nécessaire de pouvoir les déceler et d'éviter qu'elles ne produisent une imbibition complète de tout l'appui du barrage.

A cet effet, il est envisagé d'établir un système de drains débouchant à l'aval constitué par un réseau de forages disposés selon une surface réglée sensiblement parallèle à la paroi amont de la zone consolidée et en retrait de celle-ci.

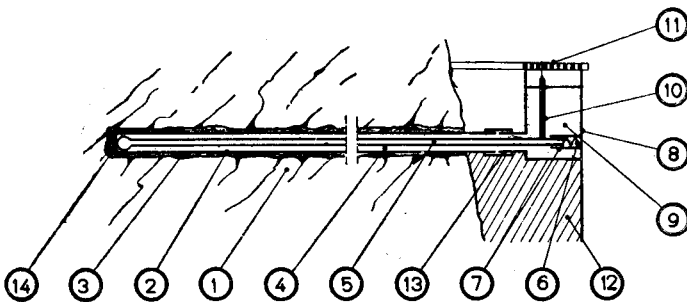


FIG. 12 — Schéma du dilatomètre. 1. Rocher. 2. Tubage en métal ductile. 3. Scellement du tubage. 4. Huile de transformateur. 5. Tige d'aluminium en équilibre indifférent dans l'huile. 6. Ressort de rappel. 7. Tube guide du ressort de rappel. 8. Réservoir d'huile. 9. Réserve d'huile. 10. Index des déformations. 11. Divisions-repères. 12. Socle en béton. 13. Manchon fileté raccordant le tubage au réservoir d'huile. 14. Culot parfaitement scellé dans le rocher.

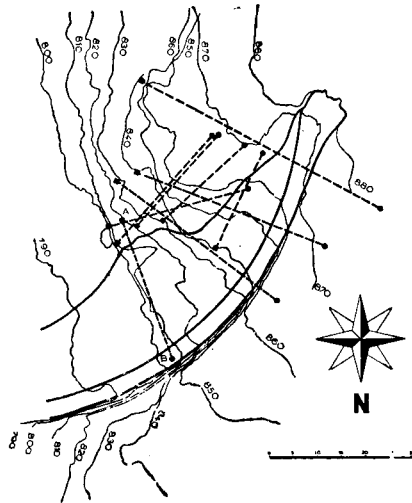


FIG. 13 — Implantation des dilatomètres répartis entre les cotes 800 et 850. Les repères en surface sont indiqués par un carré, et les points fixes en profondeur par un rond. Tous les dilatomètres sont établis dans des forages horizontaux. Leur cote peut donc être déterminée par celle du repère en surface, sauf pour le dilatomètre AB qui débouche dans la galerie à 800.

Ces drains ont à peu près le même rôle que ceux fréquemment prévus légèrement en retrait du parement amont des barrages-poids, la masse du rocher consolidé pouvant en quelque sorte être assimilée à une culée-poids contre laquelle viendrait s'appuyer la voûte.

### TRAVAUX D'ÉTANCHEMENT

Les problèmes d'étanchement des fondations et des appuis latéraux des barrages revêtent en général une grande importance dans les régions calcaires. Le barrage de Castillon n'échappe pas à cette règle, et des circonstances particulières viennent aggraver ce problème, surtout la rive droite.

En effet, immédiatement devant l'ouvrage débouche la petite vallée du Chéron, qui a entamé profondément toute cette rive. La retenue s'étendra donc dans cette vallée latérale et baignera tout l'appui rive droite du barrage (FIG. 3).

De ce fait, les zones d'entrée d'eau se trouvent considérablement augmentées, et les cheminements des infiltrations très raccourcis.

Toujours sur cette rive, la cassure au large béante sur une profondeur de 40 à 50 m. constitue une sorte de vallée secondaire légèrement inclinée ( $20^\circ$ ) sur la vallée principale.

Bien que cette cassure ait été bouchée sur une vingtaine de mètres de longueur par un mur en béton au cours des travaux de consolidation, elle constitue un chemin idéal pour l'entrée et la sortie d'infiltrations contournant latéralement le bouchon de béton ou le barrage.

En outre, le synclinal rive droite, réplique de l'anticlinal faillé de la cassure au large, a provoqué des zones de fissuration intense dans lesquelles des sondages de reconnaissance ont permis de déceler des communications

directes entre la vallée du Chéron et l'aval du barrage situées très au large de l'ouvrage et 30 m. au-dessous du fond rocheux de la vallée.

#### TRACÉ VOILE D'ÉTANCHÉITÉ ( FIG. 3 et 4 )

Un voile d'étanchéité s'étendant sensiblement au droit du parement amont du barrage sur tout le développement de celui-ci, et au large rive gauche et rive droite en longeant la ligne de niveau 880 de la retenue, a été prévu de manière à former un écran étanche dans la masse des calcaires fissurés partout où la fissuration de ceux-ci était encore importante et où les contournements pouvaient être relativement faciles.

Il fut arrêté en profondeur et au large sur les deux rives, lorsqu'on rencontra des calcaires plus sains donnant lieu à des pertes d'eau relativement négligeables et à de faibles absorptions de ciment dans les sondages de reconnaissance. On a tenu compte également de la longueur du chemin imposé aux eaux d'infiltration pour contourner l'écran de telle sorte que les pertes par infiltration soient aussi réduites que possible et le danger d'érosion totalement écarté.

Le voile est beaucoup plus important sur la rive droite que sur la rive gauche. Entre le barrage et la cassure au large, il se confond avec la paroi amont de la zone consolidée. Il a été exécuté en partie depuis la surface du sol et en partie depuis les galeries de travail aux cotes 805 et 843 ou longeant la base des fondations du barrage.

L'écartement des forages varie de 4 m. aux abords du barrage, à 15 mètres pour les zones les plus éloignées.

Les forages sont exécutés à la sondeuse rotative et injectés au ciment. Dans le cas de grosses absorptions, on ajoute au ciment une charge de farine de pierre.

Les résultats des injections ont confirmé les renseignements donnés par les sondages de reconnaissance, à savoir que la rive gauche était relativement très saine, que les absorptions y ont été relativement réduites et que le développement du voile est resté limité. Sur la rive droite, les absorptions ont été beaucoup plus importantes et le voile devra peut-être être renforcé ou étendu selon les constatations qui seront faites lors de la mise en eau.

Les caractéristiques principales de l'écran d'étanchéité sont :

Surface totale .....	35.000 m. <sup>2</sup>
Surface du voile rive droite .....	25.000 m. <sup>2</sup>
Surface du voile rive gauche .....	10.000 m. <sup>2</sup>
Forages d'injection prévus .....	7.000 m.
Soit en moyenne, par m. <sup>2</sup> d'écran .....	0 m. 2 de forage

Les quantités de travaux exécutés au 15 novembre 1947 étaient :

Forages d'injections .....	3.700 mètres
Ciment et sable injecté .....	3.000 tonnes
Absorption moyenne par mètre de forage.....	810 kg.
Absorption moyenne par m. <sup>2</sup> d'écran .....	85 kg.

Les zones de plus grande absorption ayant déjà été remplies par les premiers travaux d'injection exécutés, les absorptions des forages d'injection ont tendance à diminuer et il est à prévoir que :

Le tonnage total du ciment injecté pour la Construction d'un voile n'excédera pas .....	4.500 tonnes
Soit par mètre linéaire de forage environ .....	650 kg.
Et par m. <sup>2</sup> d'écran .....	130 kg.

Les injections ont été caractérisées par des absorptions très irrégulières selon les niveaux d'injection et les forages considérés, les unes étant à peine de quelques dizaines de kilos au mètre, les autres allant jusqu'à plusieurs dizaines de tonnes et donnant des résurgences en surface jusqu'à 200 m. des points d'injection.

#### INSTALLATION DE CHANTIER

Pour exécuter cet important programme de travaux de forages et d'injections dans les délais très courts impartis pour la construction du barrage, il fut nécessaire de prévoir des moyens importants en matériel de perforation et d'injection.

Dix-huit sondeuses, travaillant pour la plupart à diamants et à trois, postes, furent mises en action sur le chantier.

Une importante centrale d'injection comprenant douze presses à injection de différents types fut édifiée sur la rive droite avec ateliers, magasins et services annexes ( FIG. 14 ).

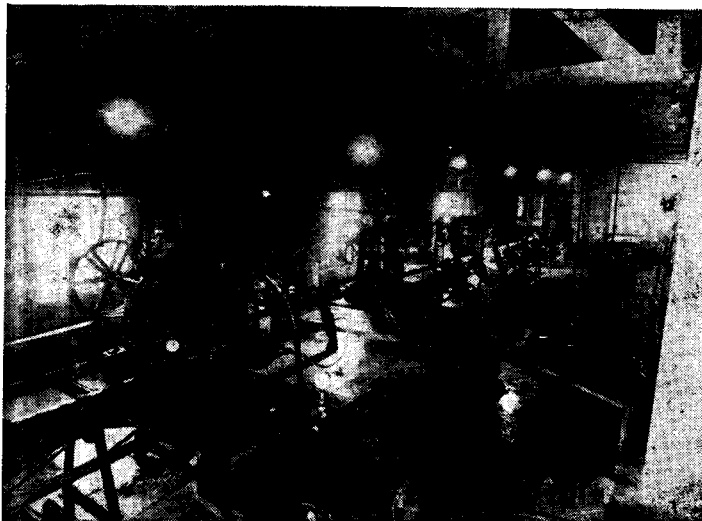


FIG. 14 — Vue de la centrale d'injection.

Une installation fut spécialement aménagée pour la fabrication de la farine de pierre, pour la confection du coulis ternaire et pour charger les injections ordinaires.

Grâce à ces moyens puissants, les programmes de travaux les plus tendus furent toujours tenus.

#### CONCLUSION

Des problèmes très ardues se sont posés aux Ingénieurs français pour l'édification de différents barrages en France et en Algérie en particulier.

Les réalisations couronnées de succès des barrages de Bou Hanifia et du Ghrib en Algérie, le renforcement du barrage des Cheurfas (Algérie) au moyen de tirants mis en tension (Système Coyne) ont prouvé qu'il était possible d'édifier des barrages importants fondés sur des sols déformables et perméables, tels que sable, grès tendre, marne, argile, etc. . . si l'on prend des mesures spéciales pour le traitement du sol.

Au barrage de Castillon, le constructeur s'est trouvé en face de difficultés d'une tout autre nature, à savoir appuyer un barrage-voûte sur une masse disloquée de rochers.

Si, comme tout le laisse prévoir, le traitement entrepris pour la consolidation de cette épaulement est un succès, de nouvelles possibilités d'édification de barrages dans des sites où les circonstances géologiques sont défavorables, seront ouvertes aux constructeurs.

### R É S U M É

Le barrage de Castillon, à l'entrée d'un des défilés du Verdon, dans les Basses-Alpes, est un barrage voûte de 80 mètres de haut. Son développement en crête est de 200 mètres. Par le choix judicieux de l'emplacement, ce barrage de dimensions modestes permettra de créer une retenue de 150 millions de m.<sup>3</sup>.

L'appui rive droite du barrage est entaillé dans le calcaire jurassique dont les couches inclinées vers la vallée présentent un triple réseau de fissures. De plus, un anticlinal faillé a profondément disloqué le rocher et ouvert sur plusieurs mètres de large certaines de ces fissures.

Il fallait donc résoudre pour cet appui deux problèmes étroitement liés: la consolidation et l'étanchement du rocher, pour supprimer tout risque de dislocation de l'appui par circulation de l'eau au moment de la mise en charge de l'ouvrage.

Un large programme de reconnaissance par puits, galeries et sondages avec essai d'absorption fut d'abord exécuté, puis on décida:

- de bétonner les cassures béantes, préalablement dégagées des matériaux de remplissage,
- d'injecter toute la masse à consolider,
- d'épauler la falaise par trois contreforts ancrés par des tirants en précontrainte.

On rencontra de grosses difficultés dans la perforation d'une roche aussi disloquée, mais l'injection surtout possédait des problèmes délicats: il fallait éviter les résurgences du coulis en surface ou son cheminement lointain par des fissures largement ouvertes.

La mise au point d'un coulis spécial à base de ciment, farine de calcaire et bentonite suffisamment fluide pour être injectable, devenant visqueux en s'étalant dans les grosses fissures grâce aux propriétés thixotropiques de la bentonite et acquérant une dureté suffisante dans le temps, permit de compartimenter la zone à consolider; ensuite, il fut facile de doser à volonté, suivant l'état du rocher, la proximité de la surface et les contraintes prévues, la densité et la pression des injections de ciment pur.

Après le contrôle du traitement effectué pendant l'injection, des " dilatomètres " ont été prévus pour déclencher dès la mise en eau tout mouvement de la masse rocheuse.

Enfin, des drains placés derrière le voile d'étanchéité classique empêcheront l'imbibition de la masse rocheuse par l'eau de la retenue.

Par leur importance (près de 10.000 tonnes de produits injectés) et leur technique adaptée à des circonstances particulièrement défavorables, ces travaux apportent une documentation précieuse pour tous travaux de fondations de barrage en rocher très fissuré.

#### S U M M A R Y

The Castillon Dam at the entry to one of the canons of the Verdon river in the Lower Alps is made of an 80 m. = 240 ft. high arch. The developed length at crest is 200 m. = 600 ft. By a judicious choice of the location it has been possible to provide a storage of some 150 millions cu. m. = 4,050 million cu. ft. with a dam of rather modest dimensions.

The right side abutment is cut into "Jura lime" with downhill banks showing a triple net of cracks. Moreover, a cracked anticlinal deeply disrupted the rock and opened some of the cracks up to several meters width.

For this abutment, two closely related questions had to be solved: the consolidation and staunching of the rock to avoid any risk of dislocation of the abutment by circulation of the waters at the time of the filling of the reservoir.

After a wide investigation by means of shafts, tunnels and bore holes with absorption tests, it was decided:

to fill with concrete the yawning cracks previously cleaned from the filling materials;

to grout the whole to be consolidated; and

to butt the cliff with 3 buttresses with preloaded guy anchors.

Great difficulties were met for the boring of such dislocated rock, but above all, the grouting raised ticklish problems: it was necessary to avoid the resurging of the mix outside or its flowing too far away in wide cracks.

A special mix was prepared with cement, lime flour and bentonite liquid enough to be grouted becoming visquous while expanding inside the wide cracks thanks to the thixotropic properties of bentonite and hardening sufficiently with time; this permitted to compartment the zone to be consolidated; then the dosing as to density and pressure of the pure cement injections was easily made according to the state of the rock, the distance from the surface and expected stresses.

After checking the treatment during the work, "dilatometers" have been provided to detect at once any movement of the rock when filling the reservoir. Then, weepers located behind the tight screen will prevent the imbibition of the rock from the headwaters.

In consideration of the importance (nearly 10,000 tons of grouted materials) and the processes applied to particularly difficult conditions this work is a precious contribution to foundation of dams on cracked rock.





QUESTION N° 10

ISCHY (2)  
FRANCE

TROISIÈME CONGRESS  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

DIGUE DU LAC NOIR  
LUTTE CONTRE LES EROSIONS SOUTERRAINES\*

E. ISCHY

Ingénieur E.P.Z.

*Directeur Général de l'Entreprise de Fondations et Travaux Hydrauliques  
France*

GÉNÉRALITÉS

*Conditions géologiques locales*

Le Lac Noir et le Lac Blanc, situés dans les Vosges au-dessus de Colmar, dans le département du Haut-Rhin, sont des lacs d'origine glaciaire.

Leur origine et leur formation s'expliquent de la manière suivante: lors du retrait général des glaciers locaux, des masses de glace, souvent assez importantes, sont restées emprisonnées au sein de dépôts morainiques et ont fondu sur place.

Il en est résulté la formation de cuvettes de forme généralement circulaire du type doline des pays karstiques (FIG. 1).

Le trop-plein des eaux de fusion du glacier et des eaux de ruissellement qui s'accumulèrent dans cette cuvette s'écoula vers l'aval en érodant progressivement la barre morainique et en la remaniant sur une certaine épaisseur.

La moraine déposée par les glaciers locaux, dénommée localement "groise" (de l'allemand *Gries*), est une masse argilosableuse contenant des débris rocheux et des blocs de toutes dimensions répartis irrégulièrement dans son sein.

Ce complexe peut présenter un degré d'étanchéité très variable selon que l'élément sable ou l'élément argile y prédomine ou que ces deux éléments sont séparés ou intimement mélangés.

---

\*Lac Noir Dam. Stanching and Reinforcing Works.



FIG. 1 — Le Lac Noir — Vue générale. La digue est indiquée par une flèche.

### *Historique de la Digue*

C'est en 1850 que furent entrepris les premiers travaux pour régulariser le débit du Rû Noir, ruisseau s'échappant du Lac Noir, en vue de l'utiliser pour l'irrigation de la vallée d'Orbey.

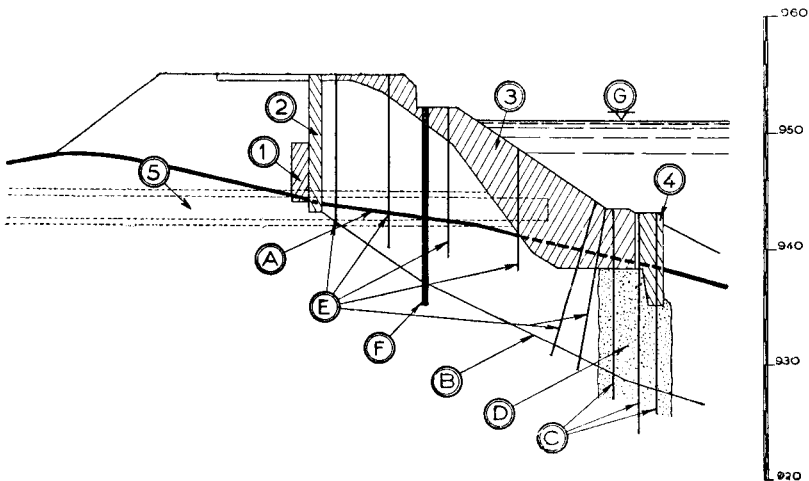


FIG. 2 — Coupe transversale type. 1. Ouvrage primitif. 2. Masque central d'étanchéité. 3. Masque et mur de pied amont en maçonnerie. 4. Parafouille en béton. 5. Ancienne galerie de vidange.

A — Niveau du sol naturel. B — Niveau de la groise étanche. C — Forages du voile d'étanchéité. D — Zone injectée formant voile d'étanchéité. E — Forages pour injections de remplissage. F — Puits de contrôle. G — Niveau maximum de la retenue.

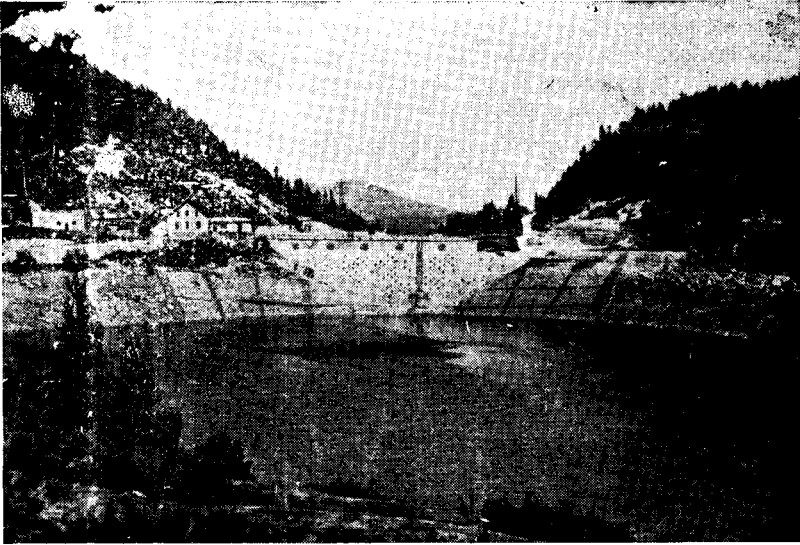


FIG. 3 — Digue qu Lac Noir.

On édifia, au point le plus haut du col morainique formant exutoire naturel du Lac Noir, une petite digue en tout-venant de moraine comportant comme parement amont un mur en maçonnerie à faible fruit.

Successivement, de 1876 à 1905, on agrandit et transforma cet ouvrage, d'abord en faisant une digue en tout-venant de moraine avec masque central en béton, puis en établissant sur le parement amont de cette Digue un masque en maçonnerie appuyé sur un bloc de pied ( FIG. 2 et 3 ).

En 1932, furent entrepris d'importants travaux d'aménagement hydroélectrique comportant l'utilisation du Lac Noir et du Lac Blanc, situé 100 m. plus haut, comme accumulateur hydraulique.

Un parafouille plus profond en béton, ancré dans la groise saine, fut établi à l'amont de l'ancien mur de pied ( FIG. 2 ). D'un réservoir saisonnier avec variation saisonnière lente des niveaux, le Lac Noir devenait un réservoir journalier avec variation très rapide des niveaux d'eau pouvant atteindre des dénivellations de 18 m. par jour.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage étaient alors:

Longueur en crête .....	76 m.
Hauteur au-dessus du thalweg .....	13 à 14 m.
Cote de la crête de la Digue .....	954,50
Cote de la retenue maximum .....	951,50
Cote de la retenue minimum .....	930,00
Cote du terrain naturel sous l'ouvrage, environ...	941,00
Cote du fond du Lac .....	900,00

#### *Désordres observés*

Ce n'est qu'en 1938 que l'usine du Lac Noir fut définitivement mise en service et que commença l'exploitation intensive du Lac.

Dès le début, on remarqua qu'il se produisait des phénomènes d'érosion extrêmement graves dans la digue elle-même et dans la moraine d'assise du corps de la Digue. Il s'ensuivit des pertes importantes par infiltrations, des tassements qui provoquèrent des désordres dans les ouvrages et la rupture de certaines parties rigides.

A lac plein, des résurgences apparaissaient à l'aval de l'ouvrage et, lors des baisses rapides du Lac, des résurgences avec entraînements importants de sable pouvaient être décelées sur la berge du lac devant la digue elle-même.

Différentes observations et mesures purent être faites. En voici quelques-unes des plus importantes:

Pertes d'eau mesurées à l'aval en 1933 ..... 40 à 50 l./sec.

Pertes d'eau mesurées à l'aval en 1939 ..... 80 l./sec.

Entraînements de sable à l'aval estimés à ..... 220 l./jour.

Entraînements de sable à l'amont estimés à quelques dizaines, à quelques centaines de litres par jour, suivant la rapidité de la baisse du Lac.

### TRAVAUX DE RECONNAISSANCE ET D'ÉTUDE

Devant ces constatations alarmantes, il fut procédé à une étude systématique de l'ouvrage, du sol de fondation et des phénomènes d'érosion dont ils étaient le siège.

Les documents que l'on possédait sur l'état des lieux avant l'exécution des premiers travaux et sur les différents ouvrages imbriqués les uns dans les autres formant la Digue actuelle étaient très incomplets et parfois contradictoires.

Il fut donc exécuté un certain nombre de puits de reconnaissance dans le corps de la digue et dans la moraine de fondation et des appuis latéraux. Les pertes par infiltrations furent jaugées régulièrement. Des piézomètres, établis dans les puits de reconnaissance, dans des sondages et aménagés dans les galeries de vidange, permirent de suivre la variation des niveaux d'eau dans la Digue et dans les berges en fonction des variations des niveaux d'eau dans le Lac.

Des analyses granulométriques et des essais de perméabilité d'échantillons dérangés et non dérangés de groisse délavée ou étanche furent exécutés en Laboratoire.

De toutes ces reconnaissances, mesures et observations, on put déduire les renseignements suivants:

La Digue a été fondée sur de la moraine partiellement délavée, remaniée dans sa partie superficielle, et dans laquelle des circulations d'eau importantes avaient leur siège.

Ni le parement amont, ni le mur de pied, ni le mur para fouille de la Digue ne jouaient encore leur rôle de masque étanche, puisque le niveau d'eau à l'intérieur de la Digue même variait en synchronisme avec celui du Lac.

L'étanchéité de l'ouvrage n'était donc plus assurée que par l'ancien mur central en maçonnerie dont la fondation et les ancrages latéraux étaient bien précaires.

Les fuites importantes et les renards que l'on observait sur les berges à l'amont pendant la baisse du Lac étaient provoqués par l'écoulement de l'eau qui s'accumulait à lac plein dans le corps de la Digue et dans la moraine délavée et qui s'échappait vers l'amont lors des baisses du Lac.

L'examen des courbes granulométriques de la moraine montra que certaines zones de celle-ci étaient délavées et avaient perdu tous les éléments fins inférieurs à 0,01 mm. Ce phénomène avait pu se produire grâce au fait que la granulométrie de la groise non remaniée est discontinue et que les parties grossières ne forment pas auto-filtre pour les parties fines qui assurent son étanchéité relative ( FIG. 4 ).

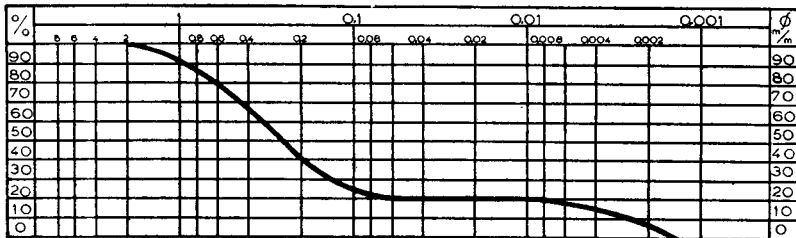


FIG. 4 — Courbe granulométrique type des sables morainiques du Lac Noir.

A la longue, des infiltrations avaient entraîné les particules fines de certaines couches, transformant toute cette groise, étanche dans sa masse, en un complexe relativement perméable, dans lequel s'était créé tout un réseau de chemins préférentiels et même de véritables renards.

En particulier, le corps de la Digue, constitué à l'origine par des moraines tout-venant exploitées dans une carrière sur la berge du Lac, était complètement délavé. Il ne se composait plus que d'un amoncellement de blocs de différentes dimensions dont les interstices étaient vides dans sa partie supérieure et remplis de sable fin très perméable dans sa partie inférieure.

#### TRAVAUX D'ETANCHEMENT ET DE CONSOLIDATION

Tel qu'il était, l'ouvrage menaçait ruine. Différents projets d'étanchement et de consolidation furent étudiés, les uns comportant plutôt des solutions de génie civil, les autres faisant appel aux procédés spéciaux d'étanchement et de consolidation des sols par injections.

Il fallait, en outre, que la solution adoptée permette de conserver au site et à la Digue leur aspect extérieur, condition qui était remplie difficilement par une solution de génie civil.

Le projet d'étanchement et de consolidation finalement adopté comprenait (1) ( FIG. 5 et 2 ) :

1° Le remplissage de toute la partie du corps de la Digue compris entre le masque amont et le masque central;

2° L'exécution, au droit du mur de pied et du mur parafouille, d'un écran étanche massif réalisé par injections et encastré en profondeur et latéralement dans la groise étanche ( FIG. 6 );

3° La régénération par injections du parement amont du mur de pied et du mur parafouille de la Digue et la soudure intime de ces ouvrages au terrain encaissant;

1. Ce projet a été présenté à la Société Hydroélectrique des Vosges par la Société " Sondages — Etanchements — Consolidations — Procédés RODIO ". La réalisation en a été commencée par elle, puis poursuivie et achevée par l'Entreprise de Fondations et Travaux Hydrauliques, qui a repris les travaux de cette Société.

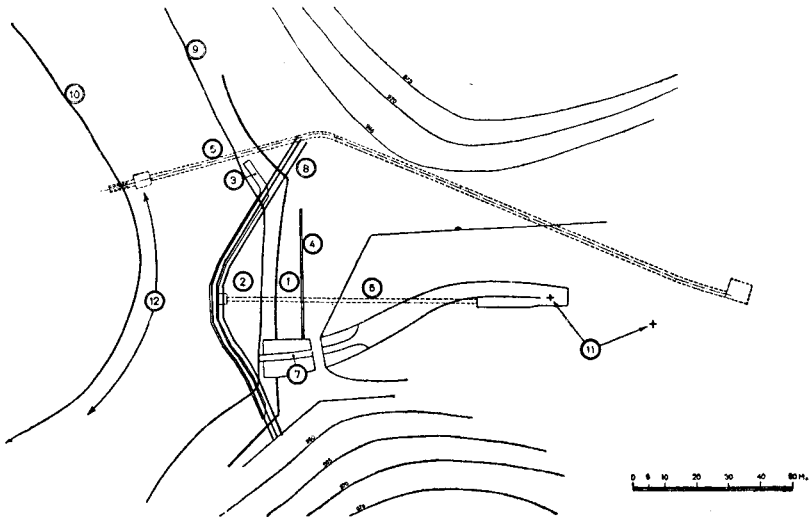


FIG. 5 — Plan général d'ensemble montrant la position du voile d'étanchéité. 1. Couronnement de la digue. 2. Masque amont en maçonnerie. 3. Parafouille en béton. 4. Masque central d'étanchéité. 5. Nouvelle galerie de vidange. 6. Ancienne galerie de vidange. 7. Déversoir. 8. Voile d'étanchéité. 9. Niveau maximum de la retenue. 10. Niveau minimum de la retenue. 11. Résurgences aval (puits). 12. Zone des résurgences amont.

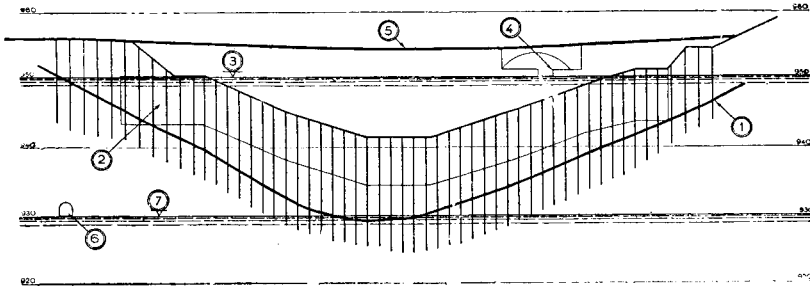


FIG. 6 — Elévation amont développée suivant la ligne médiane des forages du voile d'étanchéité. 1. Niveau de la groisse étanche. 2. Parafouille en béton. 3. Niveau maximum de la retenue. 4. Déversoir. 5. Couronnement de la digue. 6. Nouvelle galerie de vidange. 7. Niveau minimum de la retenue.

4° L'obturation des renards creusés dans le terrain par érosion des eaux d'infiltration.

Ces travaux devaient être conduits de manière à gêner le moins possible l'exploitation de l'usine, les abaissements très rapides du lac par pompage ayant cependant été proscrits (FIG. 7).

Ils furent divisés en deux catégories selon leur urgence relative.

Il fallait exécuter en premier lieu les travaux propres à améliorer rapidement la sécurité de l'ouvrage, c'est-à-dire le remplissage des gros vides du corps de la Digue et du terrain.

Viendraient ensuite l'achèvement de l'écran d'étanchéité, le traitement des ouvrages annexes, l'aménagement des moyens définitifs de contrôle.

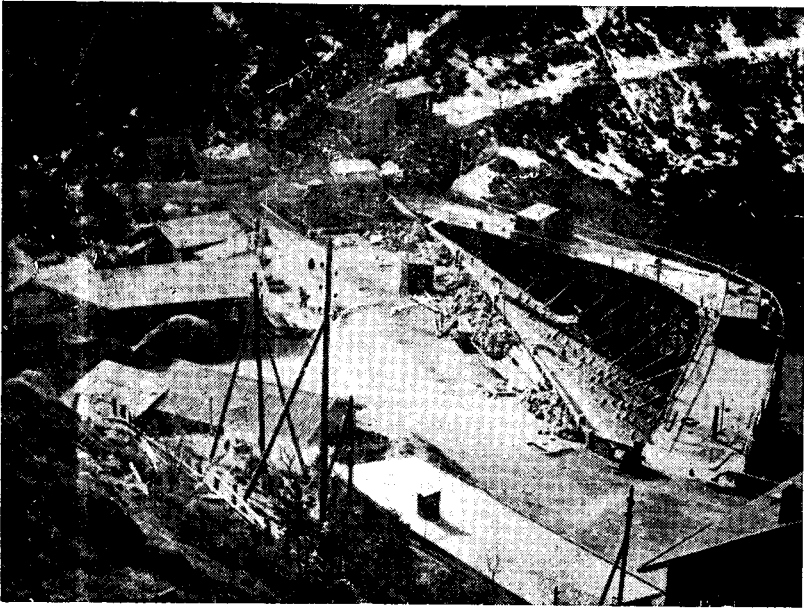


FIG. 7 — Vue générale du chantier.

La réalisation de ces travaux d'étanchement et de consolidation par injections nécessitant l'adaptation aux conditions locales très particulières des procédés généralement utilisés pour le traitement des sols par injections, on profita des travaux préparatoires et préliminaires :

- pour réaliser en Laboratoire et sur le chantier des études systématiques et des essais portant sur les procédés de perforation, le choix des produits injectés, la technique à adopter pour les opérations d'injection ;
- pour faire des reconnaissances géologiques et des observations hydrologiques complémentaires poussées de toute la zone à traiter ;
- et pour réaliser un essai d'injection en grand du terrain dans sa masse avec contrôle des résultats obtenus.

### *Perforation*

La moraine, composée de blocs de granit et de gneiss très durs de toutes dimensions atteignant parfois plusieurs mètres cubes, noyés dans une gangue argilo-sableuse plus ou moins délavée, forme un complexe dans lequel l'exécution des sondages est toujours délicate et difficile.

La méthode classique des forages tubes exécutés au battage, au trépan et à la curette, donnait de mauvais résultats, parce que l'avancement dans les blocs était très lent, la descente des tubes difficile, les éboulements dans les parties sableuses fréquents, et, de plus, elle conduisait à la réalisation de forages d'assez grand diamètre peu indiqués comme forages d'injection.

La perforation à la sondeuse carottière, à la grenaille, à diamants ou à couronnes garnies de métaux spéciaux, avec circulation d'eau claire, ne donnait pas de meilleurs résultats, à cause de la dureté des blocs et des éboulements fréquents.



La méthode au Rotary avec utilisation des trépan ordinaires et des trépan à mollettes et circulation d'eau lourde n'aurait pas donné de meilleurs résultats, vu l'extrême dureté des blocs rencontrés.

Après quelques essais, et en reprenant les méthodes déjà utilisées pour la traversée de conglomerats extrêmement durs et mal cimentés, on obtint des résultats très satisfaisants en utilisant des combinaisons judicieuses de ces différentes méthodes selon la nature des terrains traversés.

### *Produits injectés*

Il s'agissait de choisir une gamme de produits d'injection possédant les caractéristiques nécessaires pour pouvoir atteindre et remplir les vides d'importance variable que l'on rencontrerait dans l'ouvrage et sous l'ouvrage.

Suivant les cas, on pouvait se trouver en présence d'un amoncellement de blocs délavés ou de gros conduits d'érosion creusés dans le sol, de fissures dans des ouvrages en béton ou de veines de sable grossier, d'anciennes maçonneries poreuses ou de couches de sable fin.

Les eaux étant très pures, puisque l'on se trouve dans une région essentiellement granitique, il fallait également que les produits injectés résistent à leur action dissolvante.

Pour traiter les gros vides, on utilisa un coulis ternaire composé d'un mélange de ciment, de sable et d'argile traitée; pour les fissures et les veines très délavées, un coulis de ciment pur, éventuellement additionné de sable fin; pour les fines fissures et les sables grossiers, un coulis d'argile traitée, et, pour les sables fins, de gel de silice.

Le ciment était un ciment de laitier métallurgique au clinker de ciment. Le sable provenait d'une station de lavage de matériaux de construction dans la plaine du Rhin, et il était légèrement argileux.

L'argile reçue sous forme d'argile séchée en poudre, provenait d'une tuilerie d'Altkirch. Ses propriétés et son mode de mise en œuvre furent déterminés par des essais de Laboratoire.

Le gel de silice était obtenu au moyen de silicate de soude ordinaire du commerce à 38° Baumé instabilisé par adjonction d'aluminate de soude.

### *Méthode d'injection*

Le forage exécuté, les produits d'injection choisis, il s'agissait de les diffuser au mieux dans toute la masse à traiter en adaptant dans toute la mesure du possible, dans chaque cas et pour chaque passe du forage, le produit d'injection à la dimension des vides à remplir.

Une première série de forages servit à remplir les gros vides existant dans le corps de la Digue et dans le terrain. Ils furent injectés de coulis ternaire ou de ciment éventuellement additionné de sable.

C'est seulement après ce premier traitement que put être exécuté le traitement définitif du sol au moyen de ciment, de gel d'argile traitée et de gel de silice.

Les méthodes courantes d'injection consistant à injecter le forage, soit par passes descendantes au fur et à mesure de sa perforation et avec reperforation des passes injectées, soit par passes remontantes après son achèvement et en faisant usage d'obturateurs limitant la longueur des passes à injecter, ne purent être utilisées.

La première méthode était trop longue, trop onéreuse et ne permettait pas de diffuser le produit d'injection voulu dans les zones choisies, car,

vu la proximité de la surface du sol et par suite de la présence de couches de moindre résistance, on avait fréquemment, lors de l'injection des passes inférieures, des absorptions et des résurgences toujours dans les mêmes couches des passes supérieures.

La seconde méthode était inapplicable également, parce qu'il n'était pas possible de faire tenir dans ces terrains des obturateurs de quelque type qu'ils soient.

On eut recours à l'emploi de tubes à manchettes (système breveté) qui avaient déjà donné des bons résultats lors du traitement par injection des terrains sableux du Barrage de Bou Hanifia en Algérie.

Ces tubes à manchettes sont constitués par des tubes métalliques percés à intervalles réguliers de quelques trous qui sont recouverts d'un tube de caoutchouc formant clapet (FIG. 8).

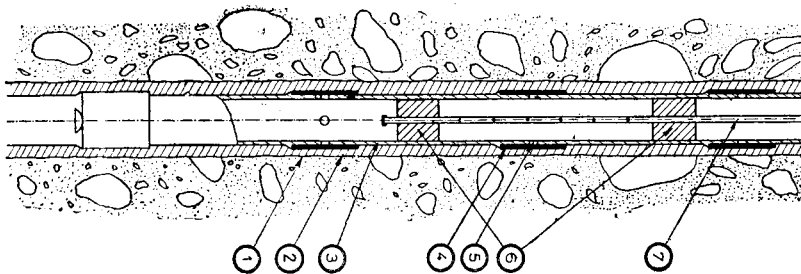


FIG. 8 — Tube à manchettes pour injections tous produits. 1. Paroi de forage. 2. Gaine de scellement. 3. Tube scellé dans le forage. 4. Tube caoutchouc formant manchette. 5. Orifice d'injection. 6. Obturateur double. 7. Tube d'arrivée du coulis d'injection.

Après exécution du forage, le tube à manchettes est descendu dans celui-ci à l'abri d'un tube de revêtement provisoire, et il est scellé au terrain, après un lavage soigné pour décolmater les parois du forage, par injection d'un produit spécialement choisi comprenant un mélange de ciment et d'argile formant gaine entre le tube et le terrain.

Au moyen d'un double obturateur introduit à l'intérieur du tube, on peut alors injecter chaque passe à volonté avec le produit choisi.

La composition des produits formant la gaine doit être choisie de telle manière qu'elle puisse facilement être "claquée" au début de l'injection, mais que, cependant, les fissures qui se produisent à l'emplacement de la manchette, par suite de l'action de la pression d'injection et du gonflement de la manchette de caoutchouc sous celle-ci, ne se prolongent pas jusqu'à la manchette suivante, ce qui les mettrait artificiellement en communication et supprimerait tout l'avantage du procédé.

Sous l'effet de la pression d'injection et après claquage de la gaine, la manchette formant clapet laisse pénétrer sans difficulté le produit d'injection dans le terrain, mais évite que tout retour dû à la contre-pression ne se produise lorsque l'injection est arrêtée ou suspendue, parce qu'elle se contracte et bouche les orifices aménagés dans le tube.

Un forage équipé de cette façon peut donc être utilisé plusieurs fois pour l'injection successive de différents produits, ce qui permet par exemple de traiter d'abord les gros vides au coulis ternaire, puis les zones de porosité moyenne avec du gel d'argile, et enfin les zones de faible perméabilité au gel de silice.

Une des grosses difficultés rencontrées dans l'exécution des injections provient du fait que l'on devait injecter des zones très voisines de la surface du sol et que l'on travaillait sous un ouvrage existant. Il fallait éviter les résurgences en surface et celles pouvant se produire sous l'ouvrage et provoquer des désordres dans celui-ci par soulèvement de certaines de ces parties.

En outre, une caractéristique de l'injection dans ce terrain est qu'on n'obtient pas de refus, contrairement à ce qui se passe dans les terrains rocheux. Les produits d'injection s'accumulant sous des couches compressibles et imperméables peuvent rayonner sans aucune utilité à de très grandes distances de la source d'injection sans que cela présente aucun intérêt, car la dispersion est trop grande.

Il faut donc procéder par tâtonnements et, après quelques essais, se fixer des quantités limite de produits à injecter par mètre linéaire de forage, quitte à reprendre plusieurs fois le forage avec les mêmes produits ou des produits différents, afin d'obtenir une pénétration complète de toutes les couches perméables, quel que soit leur degré de perméabilité.

#### *Reconnaisances géologiques et hydrologiques complémentaires*

L'examen des piézomètres déjà établis faisait ressortir que, jusqu'à une certaine cote, leur niveau variait en synchronisme avec celui du Lac, avec des décalages dans le temps variables mais assez faibles, et que, brusquement au-dessous d'une certaine cote, leur niveau était sensiblement constant, quel que soit le niveau du Lac.

Les puits de reconnaissance avaient également révélé l'existence, sous des zones de moraine délavée, d'une couche argileuse étanche que l'on dénommait localement "couche étanche" et qui coiffait des zones de moraine peu ou pas remaniée.

On établit sur tout l'empiètement de la digue, le long de son parement amont et au large sur les berges, tout un réseau de piézomètres qui devaient être utilisés ultérieurement comme forages d'injections, et on suivit attentivement les variations de ces piézomètres en fonction des variations du Lac.

On put noter que l'allure de leurs variations présentait toujours la même caractéristique, c'est-à-dire une variation en synchronisme avec celle du Lac Noir, jusqu'à un certain niveau, puis un palier.

On put ainsi établir la surface structurale du toit de la groise étanche dans laquelle devait être ancré l'écran d'étanchéité et jusqu'à laquelle les vides du corps de la Digue et la partie supérieure de la moraine devaient être remplis par injection (FIG. 9).

Immédiatement au-dessus de cette couche étanche, et sur une épaisseur variable, régnait une couche de sable fin produite par le délavage de la moraine supérieure qu'il ne fut possible d'étancher que par injection de gel de silice en fin de travaux.

#### *Essais d'injection*

Pour se rendre compte *de visu* de la pénétration des produits injectés dans la moraine et de leur efficacité, il fut exécuté un puits de reconnaissance au sien de la masse injectée. Ce puits est situé à l'extrémité rive gauche du voile. Il est de forme rectangulaire et disposé de telle manière que trois forages d'injection tombent juste à chacun de trois de ses angles.

Les forages d'injection ont été exécutés par la même méthode que les autres forages du voile. Ils ont été équipés de tubes à manchettes et injectés au ciment, à l'argile traitée et au gel de silice.

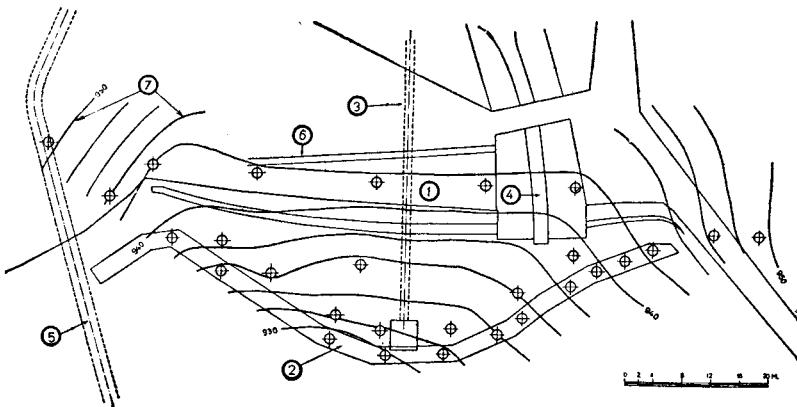


FIG. 9 — Représentation planimétrique de la couche étanche. 1. Couronnement de la digue. 2. Parafouille en béton. 3. Ancienne galerie de vidange. 4. Déversoir. 5. Nouvelle galerie de vidange. 6. Masque central d'étanchéité. 7. Courbes de niveau de la groisse étanche. Les cercles barrés d'une croix indiquent les forages équipés en piézomètres ayant servi à la détermination du niveau de la couche étanche.

L'aspect du terrain découvert par les parois du puits était caractérisé par une extrême hétérogénéité. A la partie supérieure, on trouvait une couche d'éboulis sur une épaisseur variant de 0 m. 60 à 1 m. 20. En dessous, la masse même de la groisse se présentait à première vue sous un aspect très chaotique comportant une forte proportion de blocs granitiques de toutes dimensions noyés dans une gangue glaiseuse de sable graveleux. Les blocs atteignaient jusqu'à  $1/4$  de  $m^3$  et présentaient toutes les formes possibles. La masse sablo-graveleuse glaiseuse correspondait bien à celle reconnue dans d'autres puits de reconnaissance.

Cette gangue présentait de grandes diversités de compacité. Par endroits, elle était surtout sableuse et très friable; en d'autres, elle était compacte et sa structure se rapprochait de celle d'un poulingue.

Un examen plus attentif de toute cette zone permit de constater que tous les blocs étaient orientés selon des plans sensiblement parallèles à la surface du sol naturel. Il en était de même des veines plus argileuses ou plus sableuses les enrobant.

Au point de vue injection, on put constater que les manchettes mises à découvert par l'excavation du puits étaient en parfait état de conservation et ne s'étaient pas déplacées sur le tube. Les gaines de scellement étaient compactes et ne présentaient aucune discontinuité. On remarquait que l'injection les avait fissurées dans le sens vertical, en général selon trois fissures disposées régulièrement autour de la manchette.

La fissuration de la gaine ne se prolongeait pas d'une manchette à l'autre. Le cheminement et la pénétration du ciment et du gel de marne pouvaient être décelés par un examen direct des parois du puits. Par contre, une réaction à la phénophtaléine les teintant en rouge a été nécessaire, pour révéler les pénétrations de gel de silice.

Les veines de ciment étaient particulièrement apparentes dans la partie supérieure du puits. Par endroits, la veine se divisait en plusieurs feuillets enrobant de minces lits de sable.

Dans la partie inférieure du puits, les veines de ciment étaient plus rares; on en trouvait encore quelques-unes collées sur des faces des blocs ou suivant une veine argileuse du terrain, mais le ciment ne se rencontrait plus seul, ces veines étant toujours enrobées d'une pellicule de gel d'argile.

Le gel d'argile se présentait tantôt sous l'aspect de feuillets avant des surfaces extrêmement tourmentées et d'une épaisseur variant de 1 à 5 mm., tantôt sous forme de taches d'assez faible étendue, montrant une pénétration intime de la masse argilosableuse. Les feuillets cheminaient plus spécialement le long des assises des blocs ou de veines striant la gangue argilo-sableuse. Souvent ils enrobaient complètement les blocs, et en enlevant ceux-ci on pouvait voir leurs alvéoles complètement tapissées de gel d'argile.

On voyait fréquemment des lamelles d'argile traitée reliant les blocs les uns aux autres et réalisant ainsi un véritable cloisonnement de la masse injectée.

Enfin, la vaporisation des parois à la phénophtaléine fit apparaître de larges taches situées particulièrement dans les zones les plus sableuses qui viraient rapidement au rouge, indice d'une pénétration intime de toute cette masse par le gel de silice.

Il fut possible de faire un essai de perméabilité sur un échantillon non dérangé de sable relativement glaiseux imbibé de gel d'argile, on obtint une valeur de  $K = 0,96 \times 10^{-6}$  m./sec.

Le puits était parfaitement étanche. A lac plein, il restait vide, et aucun suintement ne se manifestait sur les parois. Il est vrai que la charge de l'eau n'était de l'ordre que de quelques mètres. Rempli d'eau à lac vide, il ne se vidait pas.

Après ces essais tout à fait concluants, il fut décidé d'achever le traitement général de l'écran d'étanchéité en appliquant les méthodes et les procédés mis au point.

#### IMPORTANCE DES TRAVAU EXÉCUTÉS

L'ensemble des travaux de remplissage du corps de la Digue et de création d'un voile étanche au droit et au large du mur parafouille nécessita la réalisation des travaux de perforation et la mise en œuvre des quantités de produits injectés indiqués ci-après:

4.000 m. de forages,  
1.600 tonnes de ciment,  
650 tonnes d'argile,  
585 tonnes de sable fin,  
416 tonnes de produits chimiques.

Les différentes phases du traitement de remplissage du corps de la digue et d'étanchement du terrain furent contrôlées systématiquement au fur et à mesure de l'avancement des travaux:

— à l'aide des piézomètres répartis dans toute la région intéressée par le traitement et dont les variations en fonction des niveaux du lac étaient suivies journallement;

— en jugeant les pertes par infiltrations à l'aval de la Digue et le débit des renards à l'amont.

## CONTRÔLE DÉFINITIF DES RÉSULTATS OBTENUS ET DE LA TENUE DES ÉCRANS DANS LE TEMPS

Les observations et contrôles faits au cours de l'avancement des travaux permettaient de se rendre compte localement des résultats obtenus. Leur interprétation était cependant toujours sujette à caution par suite de l'obturation fréquente des piézomètres par les produits d'injection.

Les observations des pertes par infiltrations étaient également faussées par suite de l'apport des eaux des versants et de la constante variation du niveau du Lac.

Il fallait en outre avoir à disposition un moyen simple permettant de contrôler à tout moment la tenue des écrans dans le temps.

A titre de contrôle définitif, il fut décidé d'installer le long de la risberne du parement amont de la Digue une ligne de sept puits filtrants distants les uns des autres de 9 à 11 m. et descendus jusque dans la groise étanche située aux environs de la cote 940 sur ce profil.

Ces puits furent équipés au moyen de groupes moto-pompes permettant de les vider jusqu'à la cote 942. Il était donc ainsi possible de capter au moyen de ces puits le total du débit des infiltrations passant à lac plein à travers le parement amont de la Digue et l'écran d'étanchéité.

Lors de la réception définitive des travaux, le 28 mars 1946,

— le débit cumulé des sept puits en régime permanent a été de 0,403 l./sec. avec abaissement du plan d'eau dans les puits compris entre 7 m. 50 et 8 m., donc atteignant sensiblement la cote 942;

— les variations du plan d'eau provoquées par l'exploitation de l'usine n'avaient pratiquement plus aucune influence sur le débit des résurgences à l'aval de la Digue, qui étaient donc constituées uniquement par les apports des versants.

Les renards à l'amont de la digue avaient disparu.

## CONCLUSION

Si le traitement par injection des roches fissurées est une opération rentrant actuellement dans la pratique courante, l'étanchement d'une masse aussi hétérogène qu'une moraine délavée reste un problème très délicat et qu'il faut traiter avec beaucoup d'attention et beaucoup de soins.

Après les périodes de tâtonnements et de mise au point du début, les travaux entrepris à la Digue du Lac Noir purent être conduits à bonne fin sans incidents notables.

Les principaux résultats obtenus furent:

- le remplissage complet des vides du corps de la Digue;
- la suppression des pertes par infiltration vers l'aval à travers la Digue et la moraine de fondation;
- la suppression pratiquement totale des circulations d'eau s'établissant entre le Lac et le corps de la Digue lors de la montée de celui-ci et réciproquement;
- la réduction du débit des infiltrations à lac plein à 0,4 l./sec., contre un débit de l'ordre de 80 l./sec. avant l'exécution des travaux, soit une réduction de 99,5%;

-- les variations des niveaux d'eau à l'intérieur de la Digue mesurées dans un puits de 1 m. de diamètre ne sont pratiquement plus influencées par les variations du niveau du Lac, alors que les variations de ces niveaux d'eau suivaient sensiblement celles du niveau du Lac avant l'exécution des travaux.

Malgré le coût relativement élevé de ces travaux spéciaux, la dépense engagée a été très inférieure à celle qu'il aurait fallu prévoir pour résoudre le problème posé au moyen d'une solution de génie civil, qui par ailleurs ne donnait pas de résultats aussi satisfaisants quant à la conservation de l'aspect de la Digue et du site.

### R É S U M É

Le Lac Noir, situé dans les Vosges au-dessus de Colmar, est un petit lac d'origine glaciaire du type "doline périglaciaire", faisant partie, avec le Lac Blanc, d'un ensemble accumulateur hydroélectrique.

Dès 1850, une petite digue fondée sur la moraine argilosableuse avait permis d'élever le niveau de l'exutoire naturel et d'augmenter la capacité de la retenue.

Cette Digue en tout-venant morainique avec noyau central, masque amont et mur parafouille, fut plusieurs fois agrandie et transformée. Elle se comporta de façon satisfaisante tant que le Lac fut utilisé comme réservoir saisonnier pour régulariser le débit du ruisseau qui s'en écoulait. Mais son exploitation en réservoir hydroélectrique devait entraîner des variations de niveau journalières de grande amplitude. Dès le début, on constata des phénomènes d'érosion extrêmement graves provoqués par la circulation des eaux dans le corps de la Digue et la moraine superficielle.

Des fuites importantes ont été notées, tant à l'aval à lac plein qu'à l'amont, lors des baisses du Lac, avec entraînement de matériaux fins et formation de renards, et l'étanchéité des masques amont s'avérait à peu près nulle.

Un traitement par injections fut envisagé pour remédier à ces défaillances, comprenant, outre le remplissage des vides existants, la création d'un écran étanche au droit du parafouille. Il fut mené de telle sorte que les produits injectés s'adaptèrent parfaitement aux différents stades de délaçage du terrain :

- mélange ciment-sable-argile pour remplissage des gros vides,
- ciment pour colmatage des vides normaux,
- argile traitée pour injection des sables grossiers,
- gels siliceux pour traitement des sables fins.

La méthode d'injection ayant donné les meilleurs résultats comportait l'emploi de tubes à manchettes (système breveté) clavés au terrain.

Les différentes phases du traitement furent contrôlées durant toute la durée des travaux par l'observation, à l'aide de piézomètres, des variations du niveau dans le corps de la Digue en fonction du niveau du Lac, variations absolument synchrones à l'origine, et par jaugeages des fuites aval et amont.

Enfin, pour le contrôle définitif des résultats obtenus, on aménagea à l'aval de l'écran une ligne de puits filtrants. Les quantités d'eau pompées dans ces puits furent négligeables et accusèrent une réduction de 99,5% des

pertes. Il n'y avait plus d'entraînement solide et les renards avaient disparu.

Ces résultats furent acquis par injection de 3.200 tonnes de matériaux et sans gêner l'exploitation de l'usine.

### SUMMARY

Lac Noir, located in the Vosges mountains above Colmar is a small lake of glacier origin of the "periglacial dolines" type, involved with Lac Blanc in a hydroelectric storage.

As early as 1850 a small dike built on the clay-sandy mortling permitted to raise the level of the natural spillway and to increase the storage capacity.

This dike made of plain materials with central core, upstream cut-off wall and facing was enlarged and modified several times. It has been satisfactory as long as the lake was used as seasonal storage to regulate the flow of the brook going out. But as daily hydroelectric storage involved wide daily variations of level, very serious erosion was noticed coming from the circulation of waters inside the dike and the top of the mortling.

Important leakages were detected downstream with high water in the lake or upstream while the level came down, with solid flows and fox-holes, so much that the tightness of the upstream cut-off wall was negligible.

A grouting treatment was decided upon to remedy such troubles, including, beside the filling of existing voids, the building of a tight screen along the cut-off wall. It was designed in view of grouting materials perfectly suitable for the various stages of ground washing: mixture of cement-clay-sand to fill large voids:

- cement to stanch ordinary cracks,
- treated clay to grout coarse sands,
- silica gollies to deal with fine sands.

The grouting process having given the best results made use of sleeved tubes secured to the ground (patented).

The various stages of the treatment were checked during the complete operation using piezometers to measure the level variations inside the dike by reference to the lake and by measurements of up and downstream leaks.

Finally, for the ultimate control of the results, a line of filtering shafts were provided downstream of the screen. The amount of water pumped out of these shafts was negligible and the leaks were reduced by 99.5 per cent. The solid flows and fox-holes had disappeared.

Such results were attained by grouting some 3,200 tons of materials without stopping hydroelectric operation.





QUESTION N° 10

RICE et ARTHUR  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

THE MOST RECENT METHODS DEVELOPED TO AVOID  
PIPING OR BLOW-OUTS IN DAMS\*

O. L. RICE

*Engineer, United States Bureau of Reclamation, Denver, Colorado*

and

H. G. ARTHUR

*Engineer, United States Bureau of Reclamation, Denver, Colorado*

DISCUSSION OF PHENOMENA

When a dam is constructed on other than an impervious foundation, some of the water percolates underneath it and appears on the downstream side. If the velocity or pressure head of this seeping water is sufficient, part of the foundation materials may be carried away. This decreases the resistance to percolation, and the resulting increased flow will cause even greater erosion which ultimately causes the formation of a channel or "pipe" through the foundation. The rapid enlargement of the pipe may cause the sudden failure of the structure. This process is known as "piping". The failure starts at the surface and progresses backward along the line of flow. Experience has shown that this action can be slow and accumulative and the resulting failure, a sudden and complete blow-out. This sudden failure without the previous formation of springs to form a channel and transport material is caused by the sudden increase in permeability resulting from a bulking of the material caused by percolating water. It may be said that if the loss of head per foot at the point of emergence equals or exceeds the specific mass gravity of the soil under water, movement of the entire mass may occur. Charles Terzaghi<sup>1</sup> has studied this phenomenon by plotting a curve between the quantity of percolation upward through a cylinder of sand and the hydraulic gradient required to produce it. He finds a sudden increase in percolation when the critical gradient is

---

\*Les dernières méthodes mises au point pour éviter les chemins d'infiltration ou les renards dans les barrages.

<sup>1</sup> Technological Publication No. 215, American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, p. 36.

reached and explains it by calling attention to a sudden swelling of the sand into a more porous condition. A fine sand, when so bulked by an excess of water-filled voids, retains this condition for some time after the removal of pressure because of the time required for drainage through the small pores. Coarser material will act in the same manner but will return to its original state more rapidly upon release of pressure because of its greater permeability and the resulting ease of dissipation of the water in the voids.

Piping or blow-out can occur not only in the foundation at the downstream toe of the dam, but also at the abutment contacts, and, in the case of an earth dam, on either the upstream or downstream slope. Such a failure on the upstream slope could occur under rapid drawdown conditions, but such failures are not common, because the use of silt or fine sand for the dam embankment is not usual. An embankment constructed of clayey materials which are relatively impervious and cohesive would fail not by blow-out, but by sliding due to instability. Upstream slope protection of paving or riprap also tends to deter blow-outs. Proper design of an earth dam, using fine sand or silt protected by riprap, requires the use of a filter underlying the riprap which would prevent outward movement of the underlying fine material. Blow-outs on the downstream slope of the dam embankment are the result of the emergence of water percolating through the dam embankment above the downstream toe. Proper design of the dam by zoning or drains will lower the saturation line at the downstream face so this cannot occur. The design of the dam to assure that the slopes are safe against piping or blow-outs is relatively simple and well understood, compared to the problem of avoiding piping or blow-outs in a pervious heterogeneous foundation.

If piping occurs in the foundation, there is a possibility that a blow-out will also occur, resulting either in a slow or sudden failure, as discussed above. It does not necessarily follow that piping will always result in failure. If the foundation is nonuniform, the fine material may be carried away, leaving the coarse material behind, thus tending to produce a reverse filter which will prevent further piping. Inasmuch as it is difficult to predetermine whether piping will result in failure or produce an eventual stabilization in any specific case, it is advisable to design the structure so piping will not occur.

## METHODS OF PREVENTION

### *Seepage Control*

The primary purpose of the design of a dam on permeable foundations is to produce a structure with the largest possible factor of safety for the least cost. A design must be made which meets all requirements for a site, which will be adequately safe, and which will not require excessive maintenance. For a dam constructed to provide conservation storage for power or irrigation, the water has an economic value which can be used to determine the justifiable expenditure to reduce seepage losses. For a dam constructed to provide flood control or debris storage, the amount of water seeping through the foundation is not important except as it affects the safety of the structure, and, therefore, economics should dictate the amount of expenditure for safeguarding against blow-outs and whether blow-outs should be prevented by reducing the amount of seepage or by other means.

In many cases, the use of an upstream impervious blanket is the most economical method to reduce the amount of percolation to a safe and desirable limit. The blanket increases the percolation distance and thereby

causes a greater loss of pressure head before the point of emergence is reached. The reduction in pressure head decreases both the velocity and amount of seepage and reduces the possibility of piping or blow-outs occurring.

Cut-off trenches, concrete cut-off walls, or sheet piling extended to a more impervious stratum or used merely to increase the creep distance are also means of reducing the amount of percolation. Fig. 1 shows the maximum design section for Fresno Dam, completed by the United States Bureau of Reclamation in 1939. This is an example of the use of both an upstream blanket and a cut-off trench to control seepage through a pervious foundation.

### *Inverted Filter*

A second method of preventing piping or blow-out in a pervious foundation is by the construction at the zone of emergence of an "inverted" or "reverse" filter. It consists of a filter built of a bottom layer of fine material surmounted by other layers of progressively coarser material. It is called an inverted or reverse filter because the water passes through the fine material toward the coarse material. Its function is to filter the water seeping beneath the dam to prevent the removal of fine foundation material. If the filter is properly designed and constructed, a large amount of seepage will not cause piping. In special cases a blow-out could still occur, as previously explained, as a result of bulking of the material or because of an actual uplift. This type of failure can be avoided by adding, where necessary, a rock or coarse gravel fill on top of the filter to adequately weight down the foundation.

Belle Fourche Dam was completed by United States Bureau of Reclamation in 1910. It was constructed of homogeneous impervious material on a pervious foundation. Soon after being placed in operation, light sloughing due to piping at the downstream toe of the embankment was observed. This condition was alleviated by construction of a small gravel embankment at the toe of the dam, and subsequent piping has not occurred.

Boils were recently observed downstream from a Middle Rio Grande diversion dam, a low concrete structure founded on pervious alluvium. The construction and maintenance of a filter downstream from the apron was not considered feasible without constructing an extension of the concrete apron to prevent erosion of the filter by the discharge over the structure. In an effort to eliminate the boils without such expensive construction, a novel method was used with satisfactory results. This method consisted of dumping rock in the river channel immediately upstream from the weir. This evidently served to consolidate the foundation and decreased the permeability. The greater head loss thus obtained was sufficient to reduce the pressure of the percolating water at the zone of emergence, and the boiling ceased.

The inverted filter was probably first developed by J. S. Beresford and was used extensively about 1914. Until recently, such filters have been designed on the basis of past practice. While this method seems to have given satisfactory results, there is a lack of verification of their efficacy.

The rational approach to the design of protective filters is generally credited to Terzaghi<sup>2</sup>, and considerable experimentation and study have been

---

2. "An Experimental Investigation of Protective Filters", G. E. BERTRAM, Graduate School of Engineering, Harvard University, January 1940.

sponsored or undertaken by the Corps of Engineers, U.S. Army<sup>3</sup>. As Terzaghi states, there are two criteria of design for any protective filter:

(a) "It must be many times more pervious than the soil which is to be protected in order that the grain structure of the filter will remain absolutely stable."

(b) "Its pores must be sufficiently fine so that soil grains will not be washed through the filter."

In order to satisfy these criteria, Terzaghi established the following rule by laboratory experiments:

"The ratio of the 15 per cent size of the filter to the 15 per cent size of the base should be at least 4, and the ratio of the 15 per cent size of the filter to the 85 per cent size of the base should not be greater than 4."

Laboratory tests on filters were also made by the United States Bureau of Reclamation in 1947<sup>4</sup>. A series of tests was made on filters of uniform grain-size materials. The following relationship was established for the design of this type of filter:

The ratio of the 50 per cent grain-size of filter material to the 50 per cent grain-size of base material should be between the limits 5 and 10.

A second series of tests was made on filters of graded material, and the following relationships were established for the design of this type filter:

(a) The ratio of the 50 per cent grain-size of filter material to the 50 percent grain-size of base material should be between the limits 12 and 58.

(b) The ratio of the 15 per cent grain-size of filter material to the 15 per cent grain-size of base material should be between the limits 12 and 40.

The United States Bureau of Reclamation has constructed many earth dams with inverted filters under the downstream rock-fill sections (see FIG. 1). This combination of filter weighted down by an overlying pervious fill has proved very satisfactory.

A cut-off trench extending through a pervious foundation to rock may not preclude the possibility of piping, since water may percolate through fissures, fault zones, or joint planes that may have escaped grouting or may develop subsequent to construction. In such case, seepage may emerge near the downstream toe of the dam. It is general practice to grout the rock foundation to seal these channels, yet experience has shown that some percolation is to be expected; and since the additional cost of placing a transition section between the finer foundation materials and the overlying rock-fill is very small, this type of construction on a pervious foundation is usually specified, even where a positive cut-off to foundation rock can be obtained.

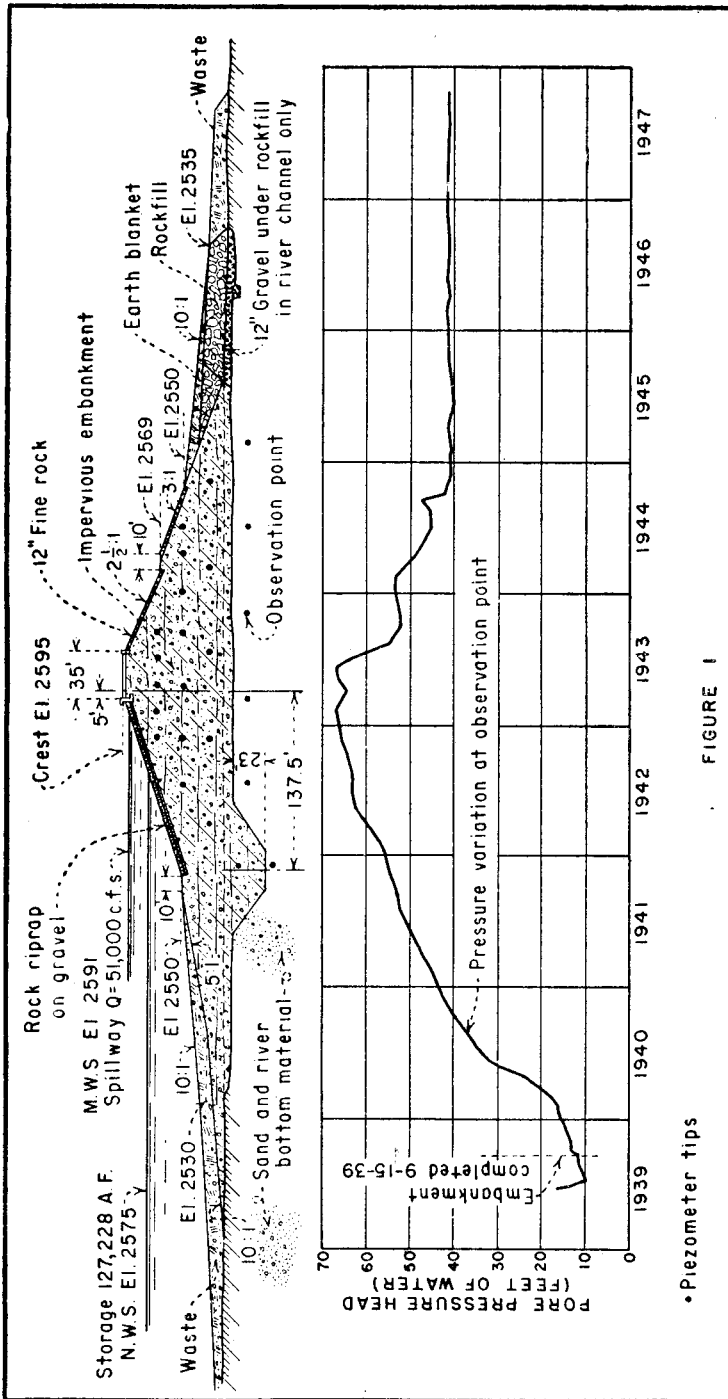
An inverted filter used in connection with a masonry dam on a pervious foundation can be weighed down by a sufficiently thick concrete apron, with provisions made for drainage to prevent uplift. The combination of filters and weepholes or drains near the end of the percolation path of the water flowing beneath a dam will allow for a greater velocity of flow, and, therefore, a shorter percolation path can be safely used.

### *Drainage Wells*

Drainage wells have been used in the United States to a limited extent. Their function is to prevent piping or blow-out of the surface material.

3. Technical Memorandum No. 175-1. U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. March 1, 1941.

4. "Laboratory Tests on Protective Filters for Hydraulic and Static Structures", Earth Materials Laboratory Report No. EM-132, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, April 7, 1947.



The design of a system of drainage wells is based upon the following criteria:

(a) The wells must be of a diameter and at a spacing which provide sufficient relief of hydrostatic pressure between the wells to forestall the possibility of piping or blow-out of the surface material.

(b) The wells must be so placed and constructed that the seeping inflow does not transport material into the wells and thereby reduce their effectiveness.

A general mathematical solution is advanced by Muskat<sup>5</sup> for the condition of an infinite line of wells penetrating fully a pervious stratum (with an impervious boundary on both top and bottom) which is exposed to liquid under pressure at a finite and constant distance from this line of wells. This solution by Muskat has been augmented by a large research program undertaken by the Mississippi River Commission, the Vicksburg Engineer District, the United States Waterways Experiment Station, and by experimental observations in the field. Middlebrooks and Jarvis<sup>6</sup> have constructed curves, based on Muskat's solution, with which it is possible to determine the flow per well and the head between two wells. In the solution, the net head and seepage boundaries must be ascertained from field conditions and tests (or assumed) and the diameter and spacing of the wells assumed. These curves give workable solutions for conditions where well strainers penetrate the entire depth of pervious stratum. Curves, based on hydraulic models and electric analogy studies, were also constructed whereby the flow and head midway between wells for penetrations into the pervious stratum of 100, 50, and 25 per cent could be obtained. Important facts gained from the model studies were:

(a) The length of strainer has more effect on the effectiveness of the well system than any other factor.

(b) Effectiveness of the well system decreases rapidly for penetration less than 25 per cent.

(c) Well size and spacing have minor overall effects within limits studied, provided wells are large enough (6 in. minimum diameter) to carry off the seepage.

Relief wells were provided in the original design of Arkabutla Dam, Mississippi, designed and constructed by the Corps of Engineers, U.S. Army, and appear to be functioning satisfactorily. The foundation of this dam consists of a very pervious sand and gravel covered with 30 ft. of loess. The cost of the wells, twenty-seven thousand dollars, was less than one-tenth of the estimated cost of a suitable drainage trench. Drainage wells were also installed to relieve dangerous seepage and uplift at Great Salt Plain Dam, Oklahoma; Sardis Dam, Mississippi; and Fort Peck Dam, Montana, by the Corps of Engineers.

Relief wells can be installed after considerable head has come against the dam as was done at Fort Peck Dam, provided extreme care is exercised in installing the wells under such circumstances. At Fort Peck Dam, an impervious layer of clay overlies pervious sands and gravels. A 45 ft. head at the downstream toe resulted from leakage through the cut-off. Relief wells at 125 ft. centers were installed 100 ft. outside the toe. Pressures were reduced from 45 to 5 ft., and the total discharge was reduced to 10 cu. ft. per second.

5. "The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media." M. MUSKAT, McGraw-Hill Book Co., 1937.

6. "Relief Wells for Dams and Levees." T. A. MIDDLEBROOKS & WILLIAM H. JARVIS, Proceedings A.S.C.E., June 1946.

A minimum number of wells could be installed early in the construction of a dam and their operational data utilized to design the ultimate system.

The understanding of controlled drainage is an important economic factor in the design of dams, inasmuch as it can be applied to reduce upward pressure and to increase the factor of safety against blow-out at the toe. Drains or wells should be carefully constructed so that they will not become inoperative through clogging.

## DESIGN PROCEDURES

### *Data Required*

The first step in the rational design of any dam is field exploration to determine the nature of the foundation, and especially for earth dams, the extent, location and suitability of construction materials. The selection of the type of dam, concrete or earth, should be based on economics. In cases where the most economical type of dam is not obvious, alternate designs should be prepared. It is the recent experience of the United States Bureau of Reclamation that in the majority of cases where pervious foundations of extensive depth are encountered, earth dams prove to be the most economical.

The extent of foundation exploration should be commensurate with the size of the proposed structure and the complexity of the foundation. In any case, the composition of the foundation should be determined. Knowledge of the type of materials, stratification, density, and permeability is required if economical and satisfactory designs are to be made. The local minor conditions existing near the toe of the proposed structure that might tend to concentrate the flow and create an unsafe condition are of particular importance in designing to avoid piping or blow-outs.

### *Methods of Analysis*

With the test data available, it is possible to analyse conditions by the flownet and electric analogy methods. These two methods, as described by Casagrande<sup>7</sup>, are essentially the same and should give the same results for the same assumptions. These methods are useful in approximating the uplift pressure under the base of the dam and the vertical escape gradient at the toe, as related to the physical characteristics of the material, as well as the seepage volume which, though not mathematically related to safety, may be of great economic importance.

Fig. 2 shows a simplified flownet for the flow under a weir with a downstream apron and illustrates the use of the flownet.

The hydraulic gradient is:

$$i = \frac{dh}{dL}$$

If the number of increments of head loss is  $n_1$ ,

$$dh = \frac{h}{n_1} \text{ and } i = \frac{h}{n_1 dL}$$

The greatest hydraulic gradient will occur in the area where  $dL$  is smallest, in this case at the downstream toe of the weir. The critical

7. "Seepage Through Dams." ARTHUR CASAGRANDE, New England Water Works Association, June 1937.



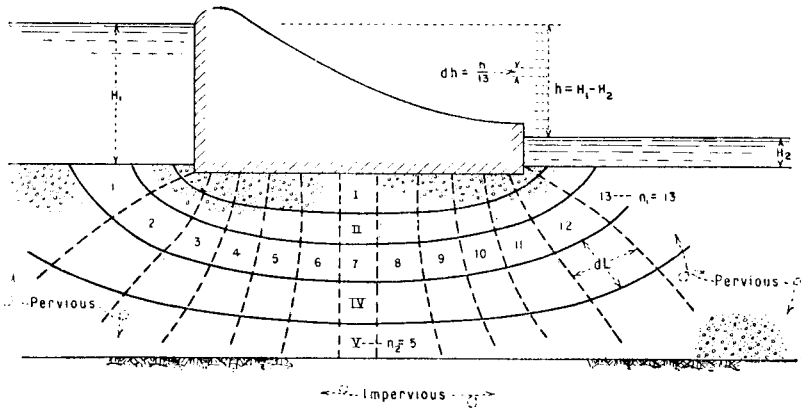


FIGURE 2

hydraulic gradient at which the soil ceases to act as a soil and becomes a quicksand is:

$$i_c = \frac{S-1}{1+e}, \text{ where } S = \text{specific gravity and } e = \text{voids ratio.}$$

It can be shown that the critical hydraulic gradient is equal to the specific mass gravity of the soil under water. The actual hydraulic gradient should not exceed the critical hydraulic gradient. A hydraulic gradient of unity is a dangerous one with any soil.

The total volume of flow per foot of dam length is:

$$Q = \frac{khn_2}{n_1}$$

where

$k$  = coefficient of permeability

$h$  = net head

$n_1$  = number of increments of head loss

$n_2$  = number of flow channels.

For a homogeneous material, the uplift pressure and the escape gradient are independent of the grain-size or permeability of the material.

The flownet and electric analogy methods are both subject to serious limitations. The entire flownet is based on the law of Darcy which no longer applies when gradients become very steep and the flow becomes turbulent. Another weakness of the methods as ordinarily applied is that the flow is considered as taking place only in a single plane. As Griffith<sup>8</sup> points out, this is not necessarily the case because when a pipe tends to form, it provides a line of lowered pressure, and water from both sides flows toward it, as well as that in the plane of the incipient "pipe". The third serious limitation is the difficulty of simulating a complex foundation composed of layers of material varying widely in permeability.

The flownet is especially useful in determining the quantity of seepage to be expected through the foundation and the efficacy of blankets or cut-offs to reduce this flow to desirable economic limits. The flownet and electric analogy methods are widely used by the United States Bureau of

8. "Minutes of Proceedings", Inst. C.E., Vol. 197, 1913-14, Part III, p. 223.

Reclamation in designing dams on pervious foundations, but because of the limitations of these methods, as discussed above, inverted filters have regularly been specified as an additional factor of safety even though such studies indicate that such measures are not absolutely necessary.

### *Test Apparatus*

To achieve economy in design of earth dams, test apparatus is provided in most United States Bureau of Reclamation dams where there is any question regarding the stability of the foundation or embankment or the safety of the foundation as regards piping or blow-outs. The scope of the test installations is commensurate with the size and complexity of the problem and consists of piezometer tips embedded in the embankment and foundation, as well as apparatus to enable the measurement of foundation settlement and embankment consolidation. Fig. 1 shows the location of piezometer tips in a section of Fresno Dam and is typical of such installations. The crest length of this dam is 1,855 ft., and piezometer tips are installed on a total of three such sections spaced approximately 600 ft. apart. The pore pressures indicated by one of the piezometer tips is plotted on Fig. 1 as an example of the observed foundation pressures. Pressures existing during construction prior to those shown were insignificant.

Observations of pressures in the foundation and embankment during construction of the dam and subsequent operation of the reservoir form a basis for construction of an actual flownet. The designer can compute the stability of the embankment and foundation by the slip circle or other appropriate methods, taking into account the actual uplift pressures, as well as determine the factor of safety against blow-outs. Any unsafe conditions disclosed can be remedied before actual failures develop. Blow-outs can be forestalled by weighting the foundation at the downstream toe of the dam, unstable slopes can be flattened.

Real economy can be secured in designing earth dams by avoiding ultraconservative measures to compensate for lack of detailed knowledge of the foundation, relying on adequate test installations to disclose any unsafe conditions that may develop before actual failures occur. This method has enabled the United States Bureau of Reclamation to construct a large number of major earth dams without experiencing a serious failure due to sliding, piping or blow-out. In relatively few cases have repairs or additional work been required to insure the safety of a structure or decrease the amount of seepage, yet excessive factors of safety are not common. Information obtained from the test apparatus in existing dams is also used as a basis for new designs, where similar conditions exist.

All major earth dams, 18 in number, constructed by the United States Bureau of Reclamation since 1934 contain piezometer installations. Ten dams now under construction will be so equipped, and is planned that all future dams over 80 ft. in height constructed on other than sound rock foundations will be provided with such installations.

### S U M M A R Y

There are a number of effective methods that may be used to avoid piping or blow-outs in dams. An upstream blanket is of particular benefit when, for economic reasons, it is desirable to reduce the quantity of seepage flow. The blanket increases the path of percolation and causes a greater

head loss, thereby reducing the velocity and pressure of the water at the downstream toe of the dam. A cut-off trench extending into the foundation will accomplish the same result. If such a trench can intercept particularly pervious strata, it will be highly effective. If the foundation is fairly homogeneous, better results can usually be more economically obtained by use of an upstream blanket.

Because of the geological complexity of many foundations and the importance of minor local conditions at the toe of the structure in effecting the occurrence of piping or blow-out, it is difficult to determine by foundation the exact nature of the problem. Furthermore, it is difficult to simulate a complex foundation in electric analogy studies. Because of this, as well as other inherent limitations of the flownet and electric analogy studies, such studies should be used only as a guide. Inverted filters, loaded by embankment, are regularly specified by the United States Bureau of Reclamation in all questionable cases, since by their use the safety factor against piping or blow-out is economically and substantially increased. Such a practice covers many contingencies that might arise due to lack of knowledge of the foundation and limitations of methods of analysis. Weep-holes, drainage devices, or relief wells, when combined with adequate filters to insure their operating properly, are also effective in reducing pressures that tend to cause blow-outs and allow for the harmless escape of the percolating water.

It is the practice of the United States Bureau of Reclamation to install test apparatus in earth dams and in pervious foundations. Pressure readings during construction and after the structure is in operation and observation of seeps and springs disclose dangerous conditions that may be remedied before failure occurs. Thus, ultraconservative designs to allow for major contingencies can be avoided without undue risk by the use of such apparatus. By these methods, the United States Bureau of Reclamation has designed and constructed a large number of dams without any serious failures or necessity for excessive maintenance due to piping or blow-out.

## R É S U M É

De nombreuses méthodes efficaces ont été utilisées pour éviter la création de voies d'infiltration ou de renards dans les barrages. Un radier amont est particulièrement intéressant quand, pour des raisons économiques, il est désirable de réduire l'importance des infiltrations. Le radier allonge le chemin de percolation et provoque une plus grande perte de charge, réduisant ainsi la vitesse et la pression de l'eau au pied du barrage. Une tranchée parafouille creusée dans la fondation donnera le même résultat. Si une telle tranchée peut couper des couches particulièrement perméables, elle sera extrêmement efficace. Si la fondation est bien homogène, des résultats meilleurs seront obtenus, en général, à moindres frais, par l'utilisation d'un radier amont.

A cause de la complexité géologique de beaucoup de fondations, et de l'importance des conditions locales au pied de la construction, en ce qui concerne la possibilité d'infiltration ou de renard, il est difficile de déterminer la nature exacte du problème par des essais du terrain de fondations. Bien plus, il est difficile de traiter une fondation complexe par l'analogie électrique. C'est pourquoi, et pour d'autres limitations inhérentes à la méthode des lignes de courants et à l'analogie électrique, de telles études ne doivent être

employées qu'à titre d'indications. Des filtres renversés, chargés par le remblai, sont spécifiés par les règlements du Bureau of Reclamation dans tous les cas douteux; leur emploi augmentant considérablement et à peu de frais le facteur de sécurité d'infiltration et de renard. Cette pratique protège contre les incidents éventuels qui pourraient résulter d'une connaissance incomplète de la fondation et des limites des méthodes de calcul. De même des trous d'écoulement, un système de drainage, ou des puits, lorsque combinés à des filtres appropriés assurant leur fonctionnement correct, sont efficaces pour réduire les pressions tendant à provoquer le renard et permettent l'écoulement de l'eau de percolation sans dommage.

La pratique de l'U.S.B.R. consiste à installer des appareils de mesure dans les barrages en terre et dans les fondations perméables. Les lectures des pressions pendant la construction et après la mise en service de l'ouvrage de même que l'observation des fuites et des sources révèlent les conditions dangereuses auxquelles on peut remédier avant une rupture. L'emploi de ces appareils peut éviter ainsi, sans risque excessif, des projets par trop prudents envisageant toutes les conditions extrêmes. Par ces méthodes, le Bureau of Reclamation a projeté et construit un grand nombre de barrages sans aucun accident sérieux et sans nécessité d'entretien excessif contre l'infiltration et le renard.



QUESTION N° 10

MIDDLEBROOKS  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

**SEEPAGE CONTROL FOR LARGE EARTH DAMS \***

THOMAS A. MIDDLEBROOKS

*Corps of Engineers U.S. Department of the Army*

**S Y N O P S I S**

The problems of a century old levee system have provided an excellent background for the Corps of Engineers in the design and construction of earth dams for flood control, navigation and multi-purpose projects. A special problem on which valuable knowledge has been gained from levees is that of seepage control. The experiences obtained from levee operation have in recent years been supplemented by theoretical developments in the field of soil mechanics. A combination of theoretical and practical knowledge of seepage is now sufficiently developed to permit the construction of safe and economical earth structures for a wide range of pervious foundation conditions utilizing embankment materials which are available at the site. Many papers have been presented describing the theoretical aspects of seepage flow through embankments and pervious foundations. This paper will accordingly be restricted to the practical applications of seepage control measures to large earth structures.

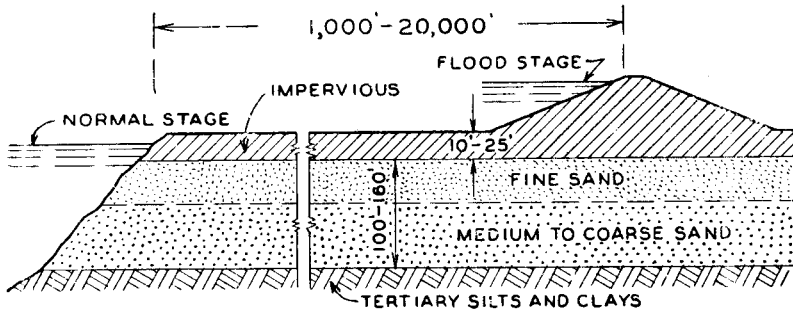
**DISCUSSION OF SEEPAGE PHENOMENA**

The major levee system in the United States dates from the construction of local plantation levees along the lower Mississippi River in the beginning of the eighteenth century. As these levees were isolated from one another by stretches of undeveloped land, flood heights were low and seepage problems were of minor importance. As land values increased and the levees were interconnected, flood heights rose necessitating larger structures and magnifying the seepage problems. When the Corps of Engineers assumed control of the levee system, a study was begun of these seepage phenomena.

This study of the many seepage problems experienced in connection with the levee program has proven very valuable in dam design due to the nature of most of the levee foundations on the lower Mississippi River. These foundations are characterized by deep pervious strata underlying thin

---

\*Le contrôle des infiltrations dans les grands barrages en terre.



TYPICAL MISSISSIPPI RIVER  
LEVEE FOUNDATION

Figure 1

surface layers of relatively impervious materials. A typical cross-section of a Mississippi River levee and its foundation is shown in Fig. 1. The provision of positive trench or grouted cut-offs is impractical for such condition; therefore, each flood developed extensive foundation seepage resulting in some instances in levee failures. A careful review of these experiences aided by the theoretical advances of soil mechanics has presented practical solutions to many seepage problems encountered in large dam design. Ideas obtained from these studies have generally permitted the design of adequate measures for seepage control in earth embankments founded on pervious foundations; however, in some early cases additional protective measures were found necessary after the reservoirs were placed in operation. Such experiences aided by further research in soil mechanics are developing safer and more economical earth dam designs from the standpoint of failure due to detrimental seepage.

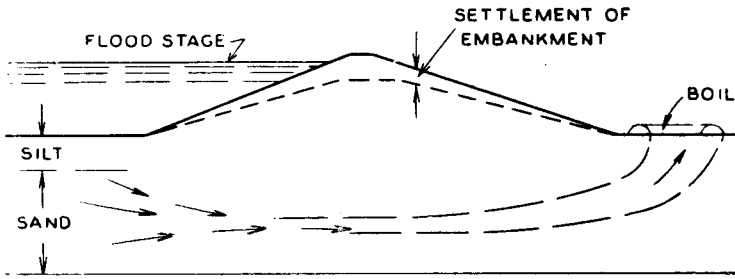
In general, seepage may be divided into two main classifications based on its effect upon an earth embankment and its foundation: first, underseepage or seepage through the pervious foundation of an earth structure, and second, through-seepage or seepage through the embankment itself. Underseepage may be further subdivided into three types as follows:

*Type 1:* A heavy concentrated seepage flow "boil"† which breaks through the impervious top strata at the downstream toe of the embankment slope and rapidly develops a channel under the embankment. The embankment settles and failure generally occurs due to overtopping of the structure (Fig. 2).

*Type 2:* General flow of seepage over a wide area at the toe representing an uplift condition which floats the soil and destroys support at the downstream toe. Sloughing of the downstream slope occurs and the resulting failure is due to overtopping or a "blow-out" of the weakened section (Fig. 3).

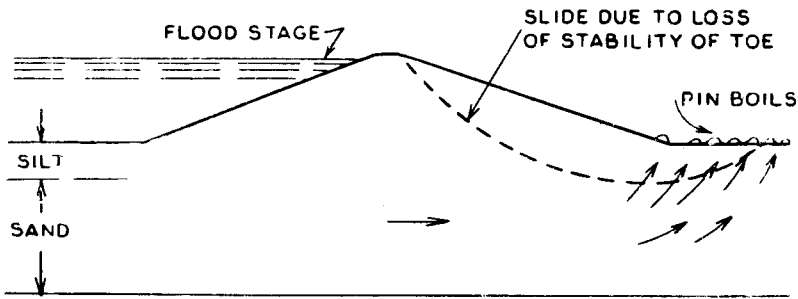
*Type 3:* A flow or flows developing at the downstream toe which carries fine sizes of foundation or embankment soil from near the toe and gradually erodes the embankment slope until failure occurs (Fig. 4).

† Concentrated underseepage flows, particularly those which form a crater at the downstream toe of a slope, are commonly referred to as "boils".



**UNDERSEEPAGE IN FORM OF  
LARGE BOIL DEVELOPING PIPE  
UNDER EMBANKMENT**

Figure 2



**UNDERSEEPAGE IN FORM OF PIN  
BOILS DESTROYS TOE STABILITY**

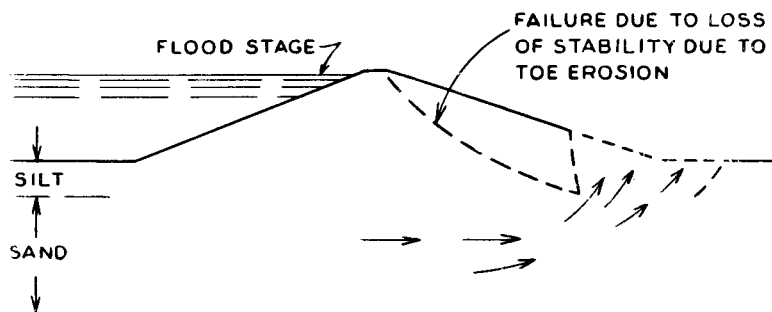
Figure 3

Through-seepage may be treated as a single classification without subdivision. It does not present as great a problem for control as does underseepage since the materials placed in the embankment by various methods are capable of control during construction. A relatively impervious core is generally provided to minimize seepage losses and drainage is provided in the downstream portion of the dam to control the seepage and the position of the saturation line. Internal piping or erosion of fine material in an impervious core into coarse material in a shell or into an improperly graded filter drain is the most serious problem encountered.

**EXAMPLES OF UNCONTROLLED UNDERSEEPAGE**

In order to familiarize the reader with the various types of underseepage outlined, the following brief examples are given from levee and earth dam





### UNDERSEEPAGE IN FORM OF LARGE BOILS CAUSING EROSION OF SLOPE

Figure 4

experience in the United States. The purpose of these descriptions is to emphasize the fact that seepage control is a major problem which must be most carefully considered in the design and construction of all earth dams.

A number of embankment failures can be attributed to Type 1 underseepage. During the 1929 flood on the lower Mississippi River, the author inspected a levee which approached complete failure due to underseepage of this type. At the time of the inspection the levee had caved in and closed the channel or pipe under the levee off completely. Overtopping of the lowered crown was prevented by a scant foot of freeboard. There was visual evidence that a violent "boil" had occurred about 50 ft. from the bottom of the levee slope, opening up a cavity several feet in diameter, and throwing up a surrounding ring of sand over 25 ft. in diameter to a height of 3 ft. The entire levee cross-section had settled several feet over a 10 ft. length showing clearly that continuous channel or pipe had existed under the full base width of the levee before the arch in the fine sand of the foundation over the opening collapsed and sealed it against further flow.

Also underseepage conditions which developed a concentrated seepage flow at the Fort Peck Dam might be classified as Type 1 underseepage, although the flow was not allowed to progress to the extent of developing an opening underneath the dam. The foundation at this dam consists of an impervious clay stratum of a maximum thickness of 60 ft. overlying about 80 ft. of pervious sand and gravel which is itself underlain by a bedrock of compacted shale. During construction a sheet pile cut-off had been jetted and driven into the shale. A detailed description of the foundation conditions at this site has been given in a previous paper<sup>1</sup>. Piezometer pipes were used to observe the hydrostatic pressures in the dam and foundation, particularly as a check on the effectiveness of the sheet pile cut-off. Observations during the first reservoir filling indicated that high hydrostatic pressures were being developed at the downstream toe in the pervious foundation layer, and that there was only a small loss of head across the sheet pile cut-off. When the sudden underseepage flow or "boil" occurred, the pool level was about 150 ft. above the base of the dam and the excess hydrostatic

1. MIDDLEBROOKS: "Fort Peck Slide." Trans. A.S.C.E., Vol. 107, 1942.

head at the downstream toe was approximately 40 ft. above the ground surface. The "boil" was brought under control by filling the crater with well-graded sand and gravel, thereby allowing the seepage to continue without a loss of fine sand from the foundation. Permanent protective measures undertaken at this dam are described in a later section of this paper.

Sloughing of downstream embankment slopes due to Type 2 underseepage has been observed in many instances. Invariably, failure occurred quickly, and without prior warning. A levee on the upper Mississippi River failed due to this type of underseepage by floating the soil over a wide area although more concentrated single flows in the same reach of levee did not result in failure. The underseepage conditions, which existed at Sardis Dam before protective measures were completed, were also of this type although the condition was not allowed to develop to the point where sloughing occurred. Had protective measures not been undertaken promptly, sloughing would undoubtedly have occurred at low pool levels probably developing into concentrated flows with increasing reservoir heads. The foundation at Sardis Dam consists of a top stratum 10-20 ft. in thickness of relatively impervious soil underlain by a thick layer of very pervious stratified sand. The underseepage problem at this dam is further complicated by an artesian aquifer under the dam which outcrops in the reservoir several miles above the dam site. On the right bank this aquifer is separated from the recent pervious valley fill by an impervious clay layer. However, on the left bank where the greatest seepage occurs, the artesian aquifer connects with the pervious valley fill. Seepage control measures as planned in the original design consisted of a 1,500 ft. upstream impervious blanket connecting to the impervious hydraulic core and a downstream toe drainage trench excavated to the pervious foundation formation.

Underseepage of Type 3 is common in both levees and dams. Although many levees have failed due to this type of seepage, numerous other failures have been prevented by prompt emergency measures. Since detrimental seepage of this type develops much more slowly than the other two types, adequate emergency measures can usually be accomplished. The measure which has proved most effective for levees has been to create a back pressure head of water sufficient to stop movement of fine soil by building a sand bag dike or a sub-levee around the area.

A dam in Montana, 40 ft. in height, failed during the first reservoir filling due to Type 3 seepage through a pervious stratum in an abutment. Emergency measures were undertaken immediately, but after 6 hr. during which several attempts were made to close off the flow at its entrance the dam failed due to loss of soil from the abutment and embankment. On dams the most effective emergency measure for controlling 'boils' of Types 1 and 3 is to fill the crater created at the exit with well-graded gravel to act as a filter. This treatment as in the case of the back pressure head on levees allows the seepage to continue at a reduced rate but prevents the movement of fine soil.

#### EXAMPLES OF UNCONTROLLED THROUGH-SEEPAGE

Homogeneous embankments without adequate provisions for internal drainage invariably have seepage appearing high on the downstream slope when a permanent pool is maintained. This seepage may not cause piping or sloughing of the slope, but it represents a potential source of danger and usually the factor of safety of the structure is low.

Internal erosion is potentially the most dangerous by-product of uncontrolled through-seepage, since it is most difficult to apply adequate

corrective measures after movement of the soil has been discovered. An outstanding example is a 100 ft. high dam in Washington which serves as a detention reservoir. This dam is composed of compacted loessial soil. The foundation and abutments are also composed of loess. The loess forming the foundation of the dam and the reservoir area is underlain by a pervious sand and gravel conglomerate. The dam was constructed with a compacted upstream foundation section with a cut-off trench to bedrock. A pervious drainage layer with a collector pipe drain was constructed downstream of the cut-off trench to maintain a low level of saturation in the dam and foundation. During the first filling of the reservoir numerous sink holes developed in the natural loess of the reservoir area beyond the upstream toe of the dam. These sink holes were caused by piping of the loess into the voids of the conglomerate. The first remedial measures taken consisted of compacting the surface of the loess with heavy sheepsfoot rollers to break up natural vertical channels in the loess and to reduce the amount of seepage flow. During later fillings of the reservoir to higher pool stages, muddy water was noted in the discharge from the drain. After careful observation of this condition for several months, it was concluded that serious internal erosion was occurring from the loess into the pervious layer and the filter drain. Further remedial measures were undertaken by grouting up of the interior drain to prevent further movement of fine soil. In order to maintain a low saturation line downstream, the drainage system beyond the downstream toe, consisting of relief wells and a collector pipe system, was expanded both vertically and laterally. In addition, the reservoir area not previously treated by rolling was compacted to reduce the volume of seepage.

There have been other instances of internal erosion into drains and drainage layers and in all cases the difficulty has been due to the fact that known filter requirements were not observed. On this dam, adequate control of the available select pervious material was not maintained during construction. Similar cases of erosion of fine material into a natural pervious layer have been observed in loessial soils.

#### METHODS FOR CONTROLLING UNDERSEEPAGE

A positive cut-off by trench or grouting methods to an impervious foundation is, without question, the best method of controlling underseepage; however, a positive cut-off is not often feasible and the cost may be prohibitive. A conventional steel or concrete sheet pile cut-off must not be considered as a *positive* impervious seal. Careful observations, which have been made on sheet pile cut-offs, have shown that the percentage of the total hydrostatic head lost through the sheet piling is small. The principal advantage of a sheet pile cut-off is to prevent the formation of a pipe underneath the structure similar to the condition described for Type 1 underseepage. Expensive positive cut-offs have been provided under dams, when simple drains would have sufficed, due to lack of confidence in the performance of drains. Drainage methods for controlling underseepage have now been developed to the extent that they are positive in their action; and, accordingly, the cost of using positive cut-offs should be carefully balanced against the cost of drainage systems. For water conservation reservoirs positive cut-offs have been provided in the past to prevent loss of water. It has been found in some instances that the release of water through the outlet works to satisfy water rights below the dam would not have been necessary had normal leakage through the foundation been allowed. On a recent multi-purpose project being constructed by the Corps of Engineers nearly \$300,000 was saved by

the use of drainage relief wells instead of a deep positive cut-off, when it was determined that the underground water tightness below the dam exceeded the maximum anticipated leakage.

In the design and construction of all types of drainage systems the filter relationships between the various materials involved is the key to the satisfactory performance of the system. The gradation of the different filter layers and their relation to the natural foundation material, to each other, and to the openings in collector pipes should be as carefully considered as the design and placement of a high grade concrete mix. These filter requirements have had adequate treatment elsewhere<sup>2</sup>; however, it may be well to summarize briefly the main criteria here, as follows:

$$\text{Filter ratio between foundation material and filter layers: } \frac{15\% \text{ size of filter}}{85\% \text{ size of foundation}} \leq 5.0$$

$$\text{Filter ratio between filter layers and well screens or perforated pipes: } \frac{85\% \text{ size of filter}}{\text{Screen or slot opening}} \leq 2.0$$

$$\text{Permeability ratio between foundation material and filter layers: } \frac{15\% \text{ size of filter}}{15\% \text{ size of foundation}} \geq 5.0$$

Most serious difficulties experienced to date have been due to laxity in meeting the requirements for filter ratios. In one instance, the filter ratio between the foundation and filter layer was three times that recommended for design; however, the drain did stabilize itself after considerable removal of fines had occurred. This stabilization was probably due to the building up of a natural filter layer by the removal of fines as well as a reduction in seepage velocities into the drain. This was due in part to a reduction in the quantity of seepage caused by a rise in the saturation line over the drain. The rise of the saturation line over the drain was probably due to a reduction in permeability ratio caused by partial clogging of the filter layer; however, the drain was a sufficient depth below the surface so that this rise was not detrimental.

#### RELIEF WELLS

The application of relief wells or vertical drain to the problem of underseepage has gained wide acceptance in the last few years and this method is being used extensively on large dams. Horizontal stratification of the pervious deposits constitutes a major factor in obtaining pressure relief in the design of other types of drainage systems. It is not, however, of major importance in the design of relief wells, since each coarse stratum can be tapped individually and a direct release of pressure realized from it. Another big advantage of the relief well is the flexibility in its spacing. A minimum installation with wide spacing and shallow depth may be constructed initially, and additional wells added or the depths increased as experience is gained with the system. The design of relief well systems has been adequately covered in other publications<sup>3</sup>; therefore, only a few examples will be given of such installations in this paper. These examples

2. BETRAM: "An Experimental Investigation of Protective Filters". Paper No. 267, Harvard University, 1940.

3. MIDDLEBROOKS & JERVIS: "Relief Wells for Dams and Levees". Proceedings A.S.C.E., June 1946.

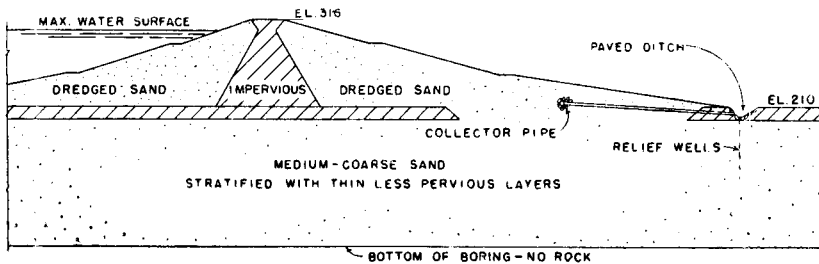
have been presented in other publications, but they are being repeated here for continuity and emphasis.

### *Sardis Dam*

The foundation condition at Sardis Dam was one of the most difficult encountered by the Corps of Engineers in dam construction. In addition to a very pervious valley fill under a thin-impervious top layer for the full length of the dam, this pervious valley fill is exposed to an underlying deep artesian aquifer on the left bank and under the left abutment. The dam serves principally as a flood control reservoir; however, there is a conservation pool and the flood control pool remains high 6 months out of each year. The dam, about 100 ft. in height, was constructed by hydraulic fill methods. Underseepage control measures as designed consisted of a 1,500 ft. upstream impervious blanket which connected to the hydraulic core with a drainage trench under the downstream slope of 250 ft. base width cut into the underlying pervious valley fill. The drainage trench cut through the top layer was designed with a wide base because of the stratified nature of the pervious foundation.

After the reservoir was placed in operation additional underseepage control measures were found to be desirable due to the conditions described in preceding paragraphs.

A complete re-study was made of the underseepage problem based on piezometer observations and borings. The several plans considered for additional protective measures were relief wells, a drainage trench and a downstream berm. The relief well system (FIG. 5), was adopted for two reasons: first, the cost was about half that of the next most economical method and second, it was considered more positive since it would tap all the coarse strata, thereby eliminating the uncertainty existing as to the correct ratio between the horizontal and vertical permeability to be used in the design of either the berm or drainage trench.



SARDIS DAM

Figure 5

### *Arkabutla Dam*

The drainage installation on Arkabutla Dam in Mississippi is believed to be the first plan for relief wells included in the original design of a dam. This dam was designed and constructed by the Vicksburg Engineer District of the Corps of Engineers. The wells were installed on 25 ft. centres on a line approximately 100 ft. inside the downstream toe. The foundation of Arkabutla Dam consists of approximately 30 ft. of impervious redeposited loess over a very pervious sand and gravel deposit. The reservoir has not

been filled to maximum pool elevation but low level operations indicate that the performance of the wells is entirely satisfactory. The construction of an adequate drainage trench for this dam would have involved excavation to a depth of 30 to 40 ft. below the ground-water table at a cost estimated at approximately \$300,000 whereas the cost of the well installation was less than \$30,000.

*Fort Peck Dam*

The most outstanding example of the use of relief wells in connection with an embankment is the Fort Peck Dam installation ( FIG. 6 ), where hydrostatic pressure in the pervious strata at the downstream toe was reduced from approximately 40 ft. above the ground surface to about 5.0 ft. Slotted redwood pipe 8 in. in inside diameter was used as well screens. They were installed through the pervious formation and surged to develop a natural filter around the slotted pipe. Adequate relief of the hydrostatic pressure has been obtained with the wells spaced on 250 ft. centres. The maximum discharge from the wells has been about 10 c.f.s., averaging about 0.5 c.f.s. per well. The installation has been tested with a maximum reservoir head of over 200 ft., which is within 20 ft. of the maximum designed pool level.

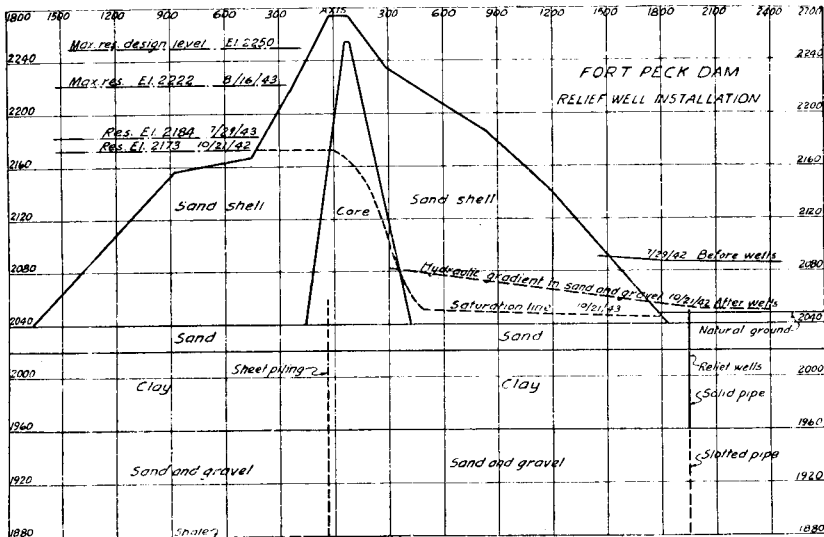


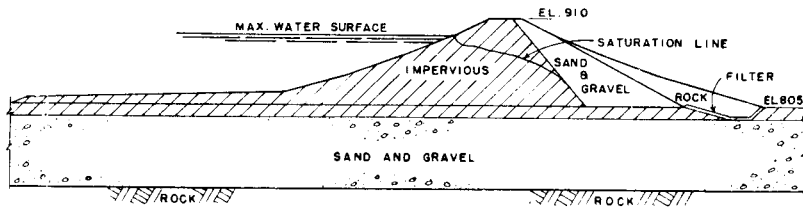
FIG. 6.

**DRAINAGE TRENCH**

A drainage trench is a satisfactory and economical means for controlling underseepage where an impervious top stratum is relatively thin and the underlying pervious formation reasonably homogeneous. In stratified deposits the trench may give only local relief and "boils" will occur at greater distances from the structure.

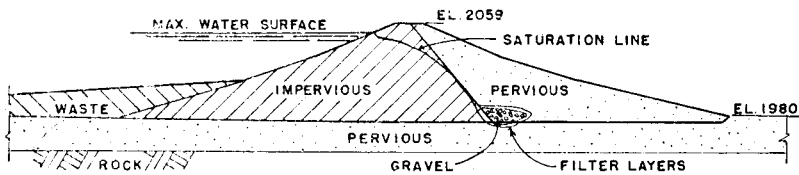
*Mowhawk Dam*

A good example of trench drainage is the Mowhawk Dam (FIG. 7) which was completed in 1937 and is one of the Muskingum Conservancy District dams constructed by the Corps of Engineers. It is a rolled fill dam, 110 ft.



MOWHAWK DAM

Figure 7



FORT SUPPLY DAM

Figure 8

in height, constructed on a deep pervious sand and gravel formation. Seepage through the foundation was reduced by an impervious blanket extending upstream from the centre line of the dam for about 600 ft. A drainage trench backfilled with rock was constructed at the downstream toe to control the seepage at the exit. A filter layer was placed between rock drain and the foundation material to prevent piping of fines into the rock. The maximum reservoir level has not been experienced; however, performance at lower pool levels has indicated that this method of control is satisfactory. Laboratory models were employed to a great advantage in design in determining the best method of control and in estimating the quantity of seepage.

### *Fort Supply Dam*

Construction of the Fort Supply Dam (FIG. 8) was completed in 1939 under the direction of the Corps of Engineers. A uniform fine to medium sand, about 40 ft. thick, of aeolian origin, composed the foundation. The dam is about 75 ft. high and has rolled impervious upstream section and a rolled pervious downstream section. The pervious section is composed of wind-blown sand. The drainage trench which is located about one-third the distance from the centre line to the downstream toe penetrates the foundation sand. Seepage water is carried laterally through a perforated pipe to an outfall in the old river channel. Four layers of filter material are used grading from fine sand next to the foundation and embankment to coarse gravel next to the collector pipe. Performance of the drainage system to date has been highly satisfactory. A similar drainage system in Great Salt Plains Dam has been supplemented by relief wells outside the downstream toe. In the latter case, the highly stratified nature of the foundation allowed a large volume of seepage to by-pass the drain.

### DRAINAGE BLANKETS

This method of protection is satisfactory for homogeneous pervious foundations and those with limited stratification in which the overall

coefficient of horizontal permeability does not exceed the overall vertical coefficient of permeability by more than 100 times. Adequate pressure relief can usually be obtained from formations stratified within these limits by varying the width of the drainage blanket directly with the permeability ratio. Flownets prepared by graphical or electrical analogy methods and sand seepage models are useful tools for determining the proper width of drainage blanket for a specific foundation.

### *Franklin Falls Dam*

Seepage control measures at this dam present an excellent example of the use of a drainage blanket in connection with other methods of seepage control. The dam (FIG. 9), a rolled earth fill about 100 ft. high, was constructed by the Corps of Engineers in 1940. The foundation consists of highly stratified pervious sands and gravels to an average depth of about 75 ft. In general, the coarser strata are in the lower portion of the formation which made it impractical to tap the main water-bearing layers with a drainage trench. After a thorough study, including model tests<sup>4</sup> of various methods of seepage control, it was decided that a combination of several methods would result in the most effective and economical treatment. As constructed, the system consists of an impervious blanket connecting the central impervious core and extending upstream 600 ft. from the centre line, a shallow drainage trench 130 ft. downstream of the centre line and a drainage blanket extending downstream 550 ft. from the centre line. Performances of the dam to date indicate that this type of seepage control has been highly satisfactory.

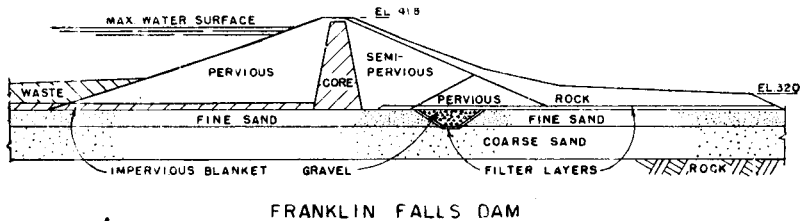


Figure 9

### CONTROL OF THROUGH-SEEPAGE

Downstream pervious sections, drainage blankets and trenches are used extensively to control through-seepage. If adequate pervious material is available locally, a downstream pervious section, or a drainage blanket is generally employed. A blanket will have a minimum thickness of 2 to 10 ft. depending on the quantity of water to be handled and the perviousness of the drainage layer. Except when the pervious section or drainage layer is unusually coarse or the adjacent material unusually fine and cohesionless a formal filter layer is not required. A drainage trench with a perforated collector pipe requires a coarse layer directly around the pipe to prevent infiltration of fines. All soils used in drainage and filter layers and those composing the foundation should be carefully checked to be certain that strict adherence to the filter requirements are being maintained. Typical

4. Waterways Experiment Station: "Seepage Studies". Technical Memorandum, No. 175-1, 1941.



examples of through-seepage control are presented and discussed in the following paragraphs.

### *Mud Mountain Dam*

Protection against internal erosion from an earth core into the rock shells of an earth-rock fill is a most difficult problem. At Mud Mountain Dam (FIG. 10) completed in 1942, this problem was satisfactorily solved by placing several rigidly graded filter layers in the transition zone between the earth core and the rock fill shells. The dam is a 450 ft. rock-fill with a relatively narrow central core. Core material consisted of a glacial till grading from 10 per cent finer than 0.07 mm. to 6 in. gravel. The first filter or transition layer next to the core consists of crushed rock (run of secondary crusher) grading from 5 per cent finer than 0.3 mm. to 3 in. gravel. The second transition layer consisted of crushed rock (run of primary crusher) grading from 0.75 in. to a maximum of 9 in. and the third transition layer consisted of quarry fines grading from the larger rock in the second layer to the smaller rock in the rock shells. The maximum filter ratio between any two layers is 2.0. Performance of the dam under moderate heads up to a maximum of 200 ft. has been satisfactory.

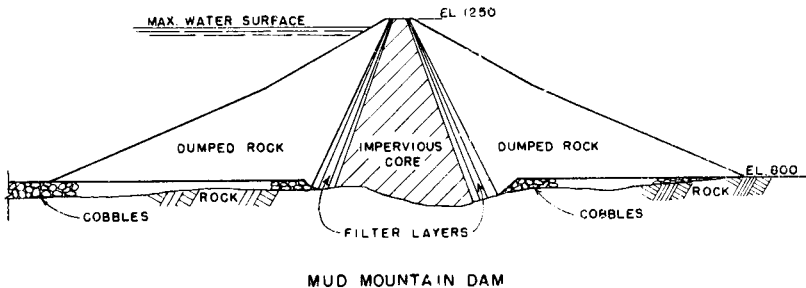


Figure 10

### *Fort Supply Dam*

The drainage trench used on this dam principally to control underseepage also serves to control through-seepage. The location in the dam section was influenced by this dual use (FIG. 8).

### *Hydraulic Fill Dams*

Internal piping in hydraulic fill dams is not a problem since the normal sorting action of the water grades the materials properly into the various portions of the dam. Also, hydraulic grading is such that a low saturation line in the downstream shell is invariably maintained as shown by Fig. 6. Three large hydraulic fill dams, Fort Peck, Sardis, and Knightsville, constructed by the Corps of Engineers have excellent performance records.

## CONCLUSIONS

1. A positive cut-off is the best method of controlling seepage, however, it need not be a mandatory feature of design.

2. The design of drainage systems are sufficiently developed so that they can be used with confidence for any pervious foundation. Based on experience with drainage systems to date, accurate cost comparisons between positive cut-offs and drainage can be made.

3. Relief wells are considered superior to all other types of foundation drainage methods, since stratification of the pervious foundation soils does not materially influence the design.

4. Internal erosion is a problem of great magnitude which should be most carefully considered in the design and construction of all earth dams.

### R É S U M É

L'expérience acquise au cours de ces dernières années dans l'étude et la construction des digues, accrue par les contributions théoriques concernant la mécanique du sol, a fourni des indications précieuses sur les possibilités de suppression des infiltrations. Le développement combiné de nos connaissances théoriques et pratiques sur les infiltrations est assez avancé pour permettre la réalisation d'ouvrages en terre qui soient sûrs et économique, pour des conditions de fondation très variées.

Le procédé le plus efficace pour la suppression des infiltrations est l'emploi d'un "cut-off" positif (palplanches, tranchée). Cependant, il n'est pas absolument nécessaire de recourir à un tel "cut-off", car il est possible de concevoir et de réaliser dispositifs de drainage donnant toute satisfaction, pour toutes fondations perméables. Le drainage vertical (par relief wells) est supérieur à tous les autres modes de drainage.

Les expériences antérieures ont démontré que l'érosion interne des ouvrages en terre et des fondations exposées à l'action des eaux d'infiltration constitue un problème très sérieux, qui doit être pris en considération d'une manière toute particulière dans l'étude et la construction des ouvrages.



QUESTION N° 10

LEWIN  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

PREVENTION OF SEEPAGE AND PIPING UNDER DAMS BUILT  
ON PERMAFROST AND RELATED PROBLEMS CONNECTED  
WITH THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF SUCH DAMS\*

JOSEPH D. LEWIN

*Civil Engineer, Headquarters Department, Board of Water Supply  
City of New York*

A large part of the northern hemisphere (specifically Alaska, Northern Canada and Siberia) is still primitive by modern economic standards mainly because its sub-soil is permanently frozen ("permafrost") and presents unusual foundation problems. Since any modern civilization is based on an adequate and dependable supply of water and power, creation of impounding reservoirs and dams becomes a primary condition of any major settlement in the permafrost region. Therefore, it seems pertinent and prudent to evaluate the existing geological conditions and to attempt the establishment of design criteria for dams on permafrost.

PERMAFROST

In the upper northern latitudes the negative atmospheric temperature balance causes the ground to become permanently frozen. Permafrost is characterized by sub-freezing temperatures, usually between 31.8°F. and 30.2°F. Only infrequently are ground temperatures of 21°F., or even 16°F., observed. These negative temperatures extend to a considerable depth, permafrost strata of more than 1,000 ft. thickness having been found. The upper layer of ground thaws in summer, and freezes again in winter, thus forming an "active zone". Depending upon the severity of climatic conditions, the active zone can range in depth from a few inches to as much as 12 ft. The upper surface of permafrost, above which lies the active zone, is called the "permafrost table". Since the active zone does not necessarily freeze each winter to the permafrost table, an unfrozen layer, or "talik", remains between the frozen stratum of the active zone and the permafrost

\*Prévention des infiltrations sous barrages construits sur terrain gelé en permanence et considérations générales relatives au dessin et construction de tels barrages.

table. This talik may contain ground water, not frozen, but confined between two impermeable (frozen) strata so that it is in under pressure, similar to the artesian pressure. The existence of talik ground water is of considerable importance to the dam designer.

Permafrost condition may exist in various geologic formations ranging from hard rock to "slud" (soft, wet mud or mire) and silt. Frozen sedimentary formations contain ice in various forms, often being interbedded with ice strata of considerable number and magnitude. Such ice inclusions can be in the form of sheets, veins, lenses, or kidneys and may be many feet thick.

Because the permafrost has temperatures just below the freezing point, it is obvious that permafrost layers can thaw rapidly and that small temperature increases can cause defrosting to a considerable depth. If the permafrost contains large amounts of ice, defrosting of these layers will cause considerable subsidence of the ground.

### ICE COVER

Besides the particular peculiarities of foundation formations, the question of ice cover differs somewhat from normal circumstances. Formation of the ice layer on the surface of water, as well as the growth of the ice layer, follows the Fourier progression and has been evaluated by many authors. Basic assumptions for growth of the ice layer are:

1. the body of water loses heat to the atmosphere;
2. the ground temperature is equal to or higher than the water temperature; and
3. the water temperature remains constant.

The relation between thickness of ice,  $L$ , and climatic conditions has been the subject of studies by many investigators, and both analytical and empirical formulas have been established. Stefan<sup>1</sup>, Devik<sup>2</sup>, Bydin<sup>3</sup>, Weyprecht<sup>4</sup>, Rose<sup>5</sup> covered the problem of the maximum possible thickness of the ice layer and the ice pressure upon the impounding structure. Therefore these questions are omitted here, except that two facts are of importance.

First, according to Weyprecht<sup>4</sup>, the maximum thickness of ice layer is 2.37 m. or 7.8 ft., thus based on  $-8000^{\circ}\text{C}.$ —day, sum of the daily average temperatures. Although in some places, ice layers as thick as 15 ft. have been observed, the writer suggests using 12 ft. as the maximum ice thickness in a reservoir in the arctic zone. This thickness is important in two respects it establishes a minimum depth of reservoir, and also is the basis for determination of ice pressure upon the impounding structure.

Second, in regard to Rose<sup>5</sup> method, attention is called to the thickness of the ice sheet and to the larger temperature differences.

### EFFECT OF STORAGE RESERVOIR ON PERMAFROST

Since the body of unfrozen water contains sufficient heat to thaw the permafrost, this becomes of primary importance upon creation of reservoirs. The water will thaw not only the underlying permafrost, but also immediately adjacent embankments. If the embankments contain large masses of

1. Numerals refer to corresponding items in the Bibliography at the end of this paper.

ground ice, serious subsidence will occur, in some cases resulting in cave-ins and slides. Furthermore, it is necessary to ascertain whether the area to be flooded by the future reservoir is on islands of permafrost and taliks. Any inclusions of ice layers should be carefully ascertained and investigated.

The thermal equilibrium between reservoir and permafrost can be evaluated closely enough. It is known that the amount of heat contained in the body of water is

$$h_1 = C_w Q (\theta_1 - \theta_2) \quad (9)$$

in which

- $h_1$  is the heat in the reservoir, in B.t.u.;
- $C_w$  is the specific heat of water ( 1 B.t.u./lb./°F.);
- $Q$  is the volume of water, in lb.;
- $\theta_1$  is the initial water temperature, in °F.; and
- $\theta_2$  is the final water temperature, in °F.

If  $\theta_1$  is assumed to be 39°F., and  $\theta_2$  is assumed to be 32°F. each cubic foot of water contains

$$h_1 = 1 \times 62.5 \times (39 - 32) = 437.5 \text{ B.t.u. per cu. ft.}$$

On the other hand, to defrost the ground a heat input,  $h_2$  is necessary. This heat input will vary with the unit weight of soil, the void content, the amount of ice in the voids, and the soil temperature. Computations for a cubic foot of soil are as follows:

Weight of dry sand ( assumed ) .....	105 lb.
Void ratio ( assumed ) .....	50%
Ice to fill 80% of voids ( assumed ) .....	40%
Unit weight of ice .....	56.25 lb. per cu. ft.
Weight of ice in 1 cu. ft. of soil $0.40 \times 56.25 =$	22.5 lb.
Temperature of frozen soil ( assumed ) .....	31°F.
Temperature of thawed soil ( assumed ) .....	32.5°F.
Heat required to raise ice temperature from 31°F. to 32°F. ( specific heat = 0.487 B.t.u. per lb. per °F.) $22.5 \times 0.487 \times 1.0 =$ .....	10 B.t.u.
Heat required to melt ice ( heat of fusion = 144 B.t.u. per lb.) $22.5 \times 144 =$ .....	3,240 B.t.u.
Heat required to raise water temperature from 32°F. to 32.5°F. (specific heat = 1.0 B.t.u. per lb. per °F.) $22.5 \times 1.0 \times 0.5 =$ .....	11 B.t.u.
Heat required to raise soil temperature from 31°F. to 32.5°F. ( specific heat = 0.195 B.t.u. per lb. per °F.) $105 \times 0.195 \times 1.5 =$ .....	31 B.t.u.
Total heat required .....	3,292 B.t.u.

This may be rounded off to 3,300 B.t.u. per cu. ft. of defrosted soil. The heat  $h_1$  liberated from the water must be equal to the heat requirement  $h_2$  for defrosting of the soil.

For the conditions assumed in these calculations it is necessary to have a water depth of

$$\frac{3300}{4375} = 7.5 \text{ ft.}$$

for each foot of defrosted permafrost. This only holds true if there is no inflow of water into the reservoir, or any new source of heat. However, for any flow conditions it is possible to establish a similar heat balance. The computed example also points to the fact that the greater the quantity of ice

contained in the permafrost, the less will be the thawing depth of the water body.

For normal conditions of water supply reservoirs, the writer suggests for estimating purposes, a defrosting depth

$$\Delta = \frac{H}{4}$$

in which

$\Delta$  is the defrosting depth in permafrost; and

$H$  is the depth of water in the reservoir.

Thus, for a reservoir of 100 ft. depth, the permafrost will be defrosted to a depth of 25 ft.

Similarly, the defrosting action upon the embankments can be evaluated. The conditions are shown diagrammatically in Fig. 1. For purpose of clarity, the dimensions have been exaggerated.

The complete disappearance of the permafrost table under large bodies of water has been confirmed by Stepanenko<sup>6</sup> and other Russian investigators.

#### EFFECT OF EARTHFILL ON PERMAFROST

Earthfill placed on permafrost forms a protective insulation against the climatic effects, and tends, therefore, to raise the permafrost table. This effect has been observed under highway and railroad fills, and the like. Numerical evaluation of the thermal conditions existing under earthfills has been elaborated by Sukhodolsky<sup>7</sup>. Fig. 2 shows the pattern of relocation of the permafrost table (line B) due to an earthfill. The permafrost table is raised, if no water is stored. To account for the thawing effect of a body of water, the dam may be considered as the bank of the reservoir and the lowering of the permafrost table (line C) computed by the method previously described. The author suggests, therefore, adoption of a method of successive determination of the permafrost table in the body of the earth dam, rather than attempting to solve the problem simultaneously.

#### DAMS ON PERMAFROST

Because of the permafrost peculiarities of the sub-soil, the following criteria must be satisfied:

1. The dam must be flexible enough to sustain considerable subsidences due to thawing of the ground.
2. The dam must be composed of materials that will convey but little heat from the atmosphere to the ground.
3. The dam must be composed of such materials and be of sufficient thickness that it will not convey cold to the water in the reservoir.
4. The main body of the dam must be kept dry, so as to resist freezing without damage.
5. The dam must be watertight under extreme variations of temperature ( $180^{\circ}\text{F}$ .).
6. The facing of the dam must resist severe ice thrust and wear.

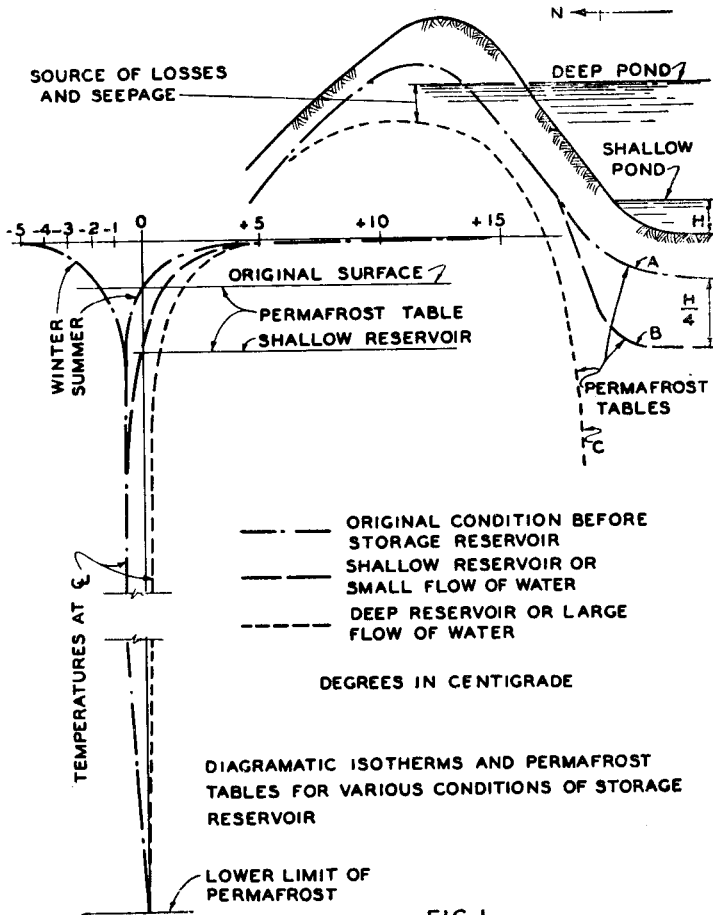


FIG. 1

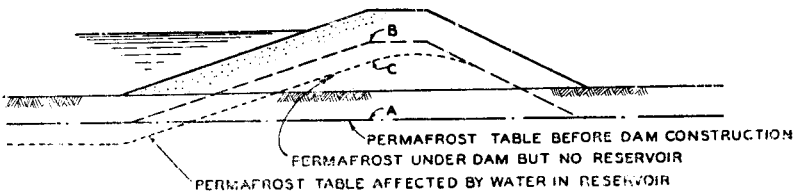


FIG. 2

7. The materials comprising the dam must, in themselves, resist severe climatic conditions.
8. The shear stresses in the soil must be kept at a minimum.
9. Piping must be prevented either by a grout curtain or by underfreezing the sub-strata.



To ascertain whether the various types of dams satisfy these conditions, they are analysed subsequently.

### DAMS ON ROCK FORMATIONS

For dams built on frozen rock, either masonry, timber, rockfill, or earth dams can be used, whichever material is available economically.

Masonry dams should be of the gravity type, since neither the buttress type, nor single arch dams provide sufficient insulation to prevent the cold from penetrating from the downstream face into the reservoir. Thin-shelled dams can be used, provided they are protected by earthfill on the downstream side. However, such earth backfill makes the dam uneconomical. Furthermore, the earth backfill exerts against the downstream face an earth pressure which must be resisted by the masonry shell when the reservoir is low or empty. This practical consideration eliminates thin-shelled dams for permafrost conditions.

In design and construction of gravity dams on rock, special attention should be paid to the amount of ice in the rock, and consequently to possible settlements. Since the permafrost table recedes further on the upstream side of the dam, the settlement is not uniform. Therefore, the dam tends to tilt upstream. If the foundation is defrosted before construction of the dam, and later allowed to freeze again, the refreezing will lift the dam and tilt it downstream. To provide for such deformations, the dam should have more expansion joints than under normal conditions. Blocks of not more than 30 ft. in width are suggested. In addition, the expansion joints should be large enough to allow for temperature variations  $+100^{\circ}\text{F.}$  to  $-80^{\circ}\text{F.}$  They also should have no keys whatsoever, thus permitting free settlement of each individual block. Waterproofing of expansion joints should be detailed to provide for all of these conditions. Further, it seems advisable to incorporate provisions for repairs to the waterproofing under full reservoir conditions.

Protection against piping may consist of either a solid cut-off wall built in an excavated trench, or of a grout curtain. Design and construction of the cut-off wall will differ little from that of any conventional type. On the other hand, special precautions are indicated for a grout curtain under these conditions. Because the ground is totally or partially frozen and the voids are filled with ice, grouting of the rock or soil is impossible. Therefore, it is necessary to defrost the area of the proposed grout curtain and to drain it thoroughly before grouting is started. Also, the grout material must itself resist freezing as well as being able to resist the ice pressures developed by the freezing of water in the ground. Asphaltic and bituminous materials fulfil these requirements. They are stable in freezing temperatures and are elastic enough to take the pressure of expanding ice.

The grouting procedure does not differ from that used under other conditions. Nevertheless, because of the particular geologic conditions encountered in permafrost areas, it is advisable to grout three parallel rows of holes. The two outer rows are grouted first, after which grouting is completed in the centre row. Grouting pressures should be about 25 to 50 per cent higher than those used in normal, unfrozen rock.

Attention should be paid to possible large ice inclusions in the form of lenses, layers, kidneys and veins. For this purpose, each grout hole should be thoroughly investigated and underground ice deposits recorded.

To minimize the ice thrust, and thus the volume of masonry, it is suggested that means for reduction of the ice thrust be incorporated in the design

of the gravity dam. Methods of artificially reducing the thickness of the ice sheet in front of the dam are too well-known to be discussed in this paper. The thrust of ice sheet can be also reduced by inclining the upper 15 ft. of the dam, thus allowing the ice sheet to deflect upward over it. To be effective, the inclination should be not less than  $45^\circ$  from the vertical. Inasmuch as special attention should be paid to the surface of the upstream face of the dam, a vacuum concrete finish and air-entrained concrete should be considered in this connection.

Non-masonry dams are discussed subsequently in connection with dams on sedimentary foundations.

### DAMS ON SEDIMENTARY FORMATIONS

Particular attention should be paid to sub-soil investigations, and the thermal régime of the dam site should be surveyed in minute detail. Locations having inclusions of ice should be avoided, unless specially treated. Such special treatment consists of thawing the ice inclusions, and either filling the voids with grout or consolidating by collapsing the subsurface soil by a modified method of vibroflotation. Modified vibroflotation using hot water, steam or a water-steam combination instead of cold water, enables collapsing the permafrost to a depth of 100 ft. in a single application, and at the same time compacts the soil to its optimum density, thus providing a soil with considerable bearing value for the foundation of the dam. When the foundation site is decided upon and the datum of any future permafrost table ascertained, the type of dam can be chosen.

Timber dams, either of crib-type or of beartrap type, are suitable for low-head dams. Materials often are available at the site, thus saving expensive transportation of construction materials to inaccessible sites. Timber dams are flexible enough to adjust themselves to unequal settlements. They resist climatic conditions, are poor heat conductors, and do not require elaborate provisions for expansion. Such dams should have extra heavy facings and should be inclined downstream not less than  $60^\circ$  from the vertical, so as to allow the ice to creep up the face of the dam. Crib-type dams should be backfilled with dry coarse materials which will allow free drainage. Spillway provisions can be easily incorporated into the design of timber dams. However, such dams require maintenance, since the facing boards require replacement, due to the wearing action of the ice sheet.

Rockfill dams are very economical, and provide excellent drainage, as well as aeration of the dam body, thus raising the permafrost table and insuring against permeability of the sub-soil strata. Rockfill dams may be protected by a waterproof blanket and an insulating layer on the upstream face, similar to those described hereafter for earthfill dams. Materials for the rockfill should be selected particularly for their resistance to climatic conditions. The downstream face of rockfill dams can be very steep, in fact as steep as 1 on 1, or even 1 on 3/4. On the other hand, the upstream face should be sloped not less than 1 on 3 or even flatter. This is not a requirement for stability, but mainly to allow the ice sheet to creep upon the face and to bring the aerated body of the rockfill upstream as far as possible, in order to raise the permafrost table (Fig. 2).

### EARTHFILL DAMS

Of the various types of earthfill dams, those that are wet or contain water are not suitable. This eliminates not only hydraulic-fill dams, but

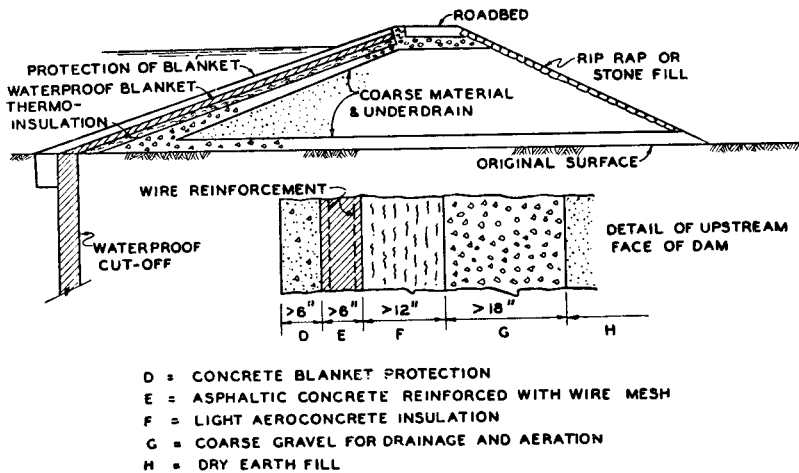


FIG. 3

also those wherein the saturation line is inside the dam body. Actually, only dams with an upstream blanket (FIG. 3) are suitable for arctic conditions. Such dams can be kept dry throughout the year and are not subject, therefore, to freezing and swelling. The choice of material and its placing are simplified. Emphasis should be laid on the permeability of the fill material and the ease of draining it.

The waterproofing blanket (E in FIG. 3) should be elastic enough to follow deformations induced by sub-soil subsidence due to both thermic changes and loads. Therefore, a concrete blanket cannot be used, and the use of asphaltic or bituminous materials is indicated. To stabilize the blanket and provide it with higher resistance to deflections, it is advisable to place wire mesh reinforcing on both faces of the blanket, which can be applied either hot or cold. In choosing the materials, their ductility should be carefully analysed. The thickness of the waterproofing blanket will depend on the height of the dam, specifically on the water pressure and the degree of anticipated settlements. A minimum blanket thickness of 6 in. is recommended, and the waterproofing should be properly secured to the dam to avoid slippage or displacement. Furthermore, the waterproofing blanket should be protected against wear by the ice sheet.

Blanket protection (D in FIG. 3) should be made of materials strong enough to resist severe wear. Precast concrete blocks, not less than 6 in. thick and made of high strength concrete (ultimate strength greater than 12,000 lb. per sq. in.), will serve the purpose. Such high strength concrete blocks are only possible with proper materials and under closely controlled manufacturing conditions. Their value is increased by treating the water-side surface with vacuum finish. As in rockfill dams, the upstream face of the dam must be inclined more than usual.

Blanket protection can be made of cast-in-place concrete, which requires form-work and complicates the control of materials and curing. However, if precast blocks are used, as herein suggested, the question of their connections and ties is not simple to solve. Any upstream berms within the limits of the reservoir water fluctuations should be avoided to prevent accumulation of ice. In fact, it is advisable to avoid berms on the upstream face from about 10 ft. below the draw-down level to the top of the dam.

The thermo-insulation layer (F in FIG. 3) should protect the waterproofing blanket from transmission of cold from the dam body into the pool. Should this type of cooling of the blanket and the blanket protection be permitted, it would cause icing of the upstream face, with its concomitant expansion, and adfreezing forces, against the protective facing. The thermo-insulation layer can be used also as an equalizing base for the waterproof blanket. As such, it can equalize settlements and prevent puncturing of the waterproof blanket by the underlying coarse material. Insulation materials should be weather resistant, strong enough to withstand the hydraulic and dead load, and of low thermal conductivity. Because the insulation layer is covered by the blanket and the protective facing, it is quite inaccessible and any maintenance or replacement requires major repairs. Therefore, in choosing proper materials the question of permanency is decisive.

By using various materials, the thickness (L, in ft.) required to insure the desired insulation can be determined. The cost of various insulations can be compared and the most economical design accepted.

In regard to the strength of these insulation materials, it should be pointed out that the unit pressure due to water is comparatively low; for example, for a 100 ft. head this pressure amounts to only 43.2 lb. per sq. in. The dead load of blanket and protective facing contributes only an additional 1 lb. or 2 lb. per sq. in. Most of the enumerated materials can resist such compressive stresses without appreciable deformations. If timber is used, it should be treated for weatherproofing. Solid materials (such as concrete, or brick masonry) require considerable thicknesses for the required insulation values.

On the other hand, inert materials of expanded type, such as light-weight concrete, afford economical insulation. The expanded materials can consist of either expanded aggregates, or of expanded concrete caused by adding admixtures to it. Other materials, made of dolomite, silica, slag, or glass fiber, are extremely effective and their cost at the construction site is the only deterrent to their use. The required thickness of insulation can be determined depending on the severity of climatic conditions. The insulation layer should be sufficiently thick to reduce its conductivity coefficient to 0.02 or less. This would require that a layer of light-weight concrete be about 12 in. thick (FIG. 3). It is advisable to make the insulation flexible, so as to permit it to follow the settlements of the supporting dam body. If the insulation is made of inflexible materials, such as light-weight concrete, it is suggested that articulated precast slabs be used. If articulated slabs are used, however, the upstream edges should be rounded or beveled to prevent damage to the waterproofing blanket.

To maintain the permafrost table high under the dam, it is necessary to maintain low temperatures within the dam body. This can be accomplished by circulating cold air through the dam during the winter season, thus undercooling the earthfill sufficiently to prevent its thawing during the summer. To afford this air circulation the dam should include either aeration ducts or pipes, or a coarse gravel layer (larger than 2 in. size), which would permit passage of the air through it. Since a gravel layer is more resistant to settlement, and at the same time acts as a drainage system, it seems that gravel-type aeration is preferable. A minimum thickness of 18 in. is suggested for the inclined gravel layer (G in FIG. 3), with the thickness increased toward the bottom of the slope. The base layer of gravel should be not less than 3 ft. thick. The inclined gravel layer should extend to the surface in order to have contact with the air. In summer, the top of the gravel layer can be covered so as to preserve the low temperature in the dam during the

warm season. The same gravel layer can be used as a bottom layer under the earthfill, both for drainage and aeration purposes. To provide control of aeration, draft stacks can be erected on top of dam connected to the gravel layer. Draft stacks have been omitted from Fig. 3 so as not to complicate the drawing.

The downstream face of the dam should be protected against precipitation in order to keep the earthfill dry, and also to protect the earthfill from erosion. Downstream slope protection can consist of a riprap or stone layer, as used on normal earthfill dams. Seeding is not recommended because of the climatic conditions.

### SPILLWAYS ON PERMAFROST

Discharge of flood waters presents a difficult problem in the permafrost region. The fact that flood flows in arctic regions are smaller than those in similar conditions in the temperate zones greatly reduces the required spillway capacity. Where masonry dams can be erected, spillways of normal types can be provided. Attention should be paid to ice thrust and to means of reducing it. Furthermore, the designer must decide whether to pass the ice over the spillway, or to store it in the reservoir and to allow it to thaw. Since the ice insulates the water in the reservoir from solar radiation, thereby keeping the water temperature low, storage of ice in the reservoir will protect against defrosting of the permafrost. Therefore, it is well to consider the question of ice retention in the reservoir, before deciding upon sluicing ice.

For timber dams, the spillway problem is comparatively simple, since this type of dam can be overflowed. Nevertheless, the downstream flood bed should be well protected against the erosive action of spillway discharge.

For earthfill dams, the spillway should be located away from the dam. Removed spillway locations are preferred, provided a site suitable for building a concrete spillway structure can be found. However, if no site is available where the ground can support a concrete structure, three alternate methods are available. The overflow can be discharged through either a tower intake or a morning glory intake, on pile foundation, and conveyed to the tailwater of the dam through a pipe conduit or tunnel. The conduit or tunnel must be flexible enough to withstand differential settlements of the ground. Intake towers will require considerable pile foundations; they can, however, be built on an inverted caisson or on a floating foundation.

For low-head reservoirs, a concrete overflow section can be built on pile foundations, similar to those for low dams on granular soils. Such an overflow section requires an upstream cut-off to insure against seepage and piping, and a downstream protection against erosion by the discharged waters.

For high-head earthfill dams, the spillway can be built by extending the upstream protective blanket over the crown and the downstream face of the earthfill. Particular attention should be paid to details of watertightness of such a blanket and to its expansion facilities. In most cases the earthfill will not be stable enough to support regulating gates or piers. Therefore, water level control can be provided by installation, at the crest, of a beartrap type dam whose two leaves will collapse into a recess at the crown, allowing the water to discharge over them. To operate the leaves of the beartrap arrangement, an operating and inspection gallery can be incorporated in the dam just below the recess at the crown. If this type of design is chosen, the spillway should be operated in sections, the division into

independent sections providing for spillway flexibility that will afford displacement due to differential settlements.

### PROTECTION AGAINST PIPING

Prevention of seepage and piping in such cases consists of providing a cut-off between the waterproofing of the dam proper and the permafrost below the permafrost table.

The materials and dimensions of the waterproofing cut-off should be such that it will not conduct heat into the ground and in this way contribute to any further lowering of the permafrost table. Furthermore, the cut-off should be tight, even after considerable settlement of the ground.

These requirements eliminate two normal methods of providing such cut-off or membrane; namely, steel sheet piling, and a solid non-reinforced concrete wall. Steel sheeting is eliminated because it conducts heat; the concrete wall, because it is too rigid. Therefore, either a grout curtain, or a plastic cut-off is required.

### GROUT CURTAIN

Methods for grouting a curtain in frozen sedimentary deposits are similar to those used in grouting frozen rock. Thus, grouting can be used in gravelly soils or in coarse sands, but where the soil consists of frozen slud (soft, wet mud or mire), tundra or similar materials, the soil must be replaced with coarse gravel for grouting to be effective. As in frozen rock, the area of the grout curtain should be defrosted, drained, and grouted with asphaltic or bituminous materials, injected either cold or warm.

### CUT-OFF WALLS

If much of the active zone consists of slud or other materials not suited for injections (silts, clays, muds and tundra), a cut-off is necessary to provide for an efficient water-stop against seepage and piping. Such a cut-off (Fig. 3) is placed in a trench excavated either between rows of sheeting or during the winter, when the ground is completely frozen and the excavation can be made without sheeting. If the trench is to be opened during the winter, steam jets are used to defrost the material to be excavated, which is then removed by hand or by mechanical means. If the defrosted soil is very fine, it may be possible to pump it out of the trench. In addition, to prevent cave-ins, the trench should be excavated in sections.

Asphaltic or bituminous concrete for backfilling the cut-off trench may be placed either cold or warm. It is essential, however, that this material not be hot, as defrosting of the surrounding permafrost can cause severe lateral pressures, considerable subsidence of surrounding soils, and even cave-ins. If placed in an open trench, the material of the plastic cut-off wall should be cold. To facilitate such placing, several admixtures can be used to make the material more plastic and workable. It is suggested that the cut-off be made at least 25 ft. below the predicted final permafrost table.

### UNDERFREEZING OF ACTIVE ZONE

Should the construction of a cut-off wall prove uneconomical or unfeasible due to soil conditions, an entirely different method of sealing off

the foundation can be resorted to. Since the frozen ground is safe against seepage, the foundation could be kept in a permanently frozen state. This can be accomplished by underfreezing of the foundation soil during the winter season, through the medium of a ventilation duct system incorporated in the foundation of the dam. Thus, in winter, cold air is circulated through the ducts to cool the surrounding soil to any desired degree. In summer time, air circulation through the ducts is stopped and the ground warms up, but not sufficiently to thaw.

In Fig. 4 are shown the isotherms around a vent duct during the winter, as observed in a particular soil. In various soils the temperature gradient will change, since the heat conduction of the soil is a function of its granulometric composition, its voids ratio, its moisture (or ice) content, its chemical composition, its specific gravity, and its specific thermal characteristics. The amount of cold stored in the soil surrounding a vent duct can be computed by integrating the cold absorbed by the various isotherm rings. Likewise, the heat input during the summer season (either from stored water or from the atmosphere) can be computed. If the cold stored in the ground during the winter is greater than the heat penetrating the same soil mass during the summer, the soil will remain frozen and seepage and piping will be prevented.

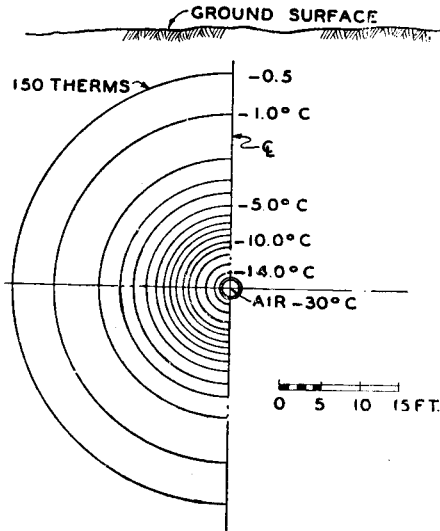


FIG. 4

By providing enough air ducts it is possible to underfreeze a sufficient volume of ground to prevent seasonal thawing. The effective radius of underfreezing is also shown in Fig. 4. With an air temperature of  $-30^{\circ}\text{C}$ ., the  $5^{\circ}\text{C}$ . isotherm has a diameter of 20 ft., whereas the  $-1^{\circ}\text{C}$ . isotherm has a 45 ft. diameter. Thus, it is obvious that the air vents can be widely spaced and still be efficient.

Actual computations of thermal balance are omitted here since they have been published elsewhere<sup>8</sup>.

Particular attention should be paid to moisture conditions in the ducts during the winter ventilating program. If the ducts are porous or installed with open joints (for greater flexibility), the cold air can evaporate a considerable mass of ground ice at the entrance of the duct and deposit it at the

exit, thus blocking free air circulation. Such evaporation of the ground ice is due to the fact that as the cold air enters the duct, it is warmed up, which increases its absorptive capacity. Therefore, it evaporates the ice and absorbs the water vapour. As the air passes through the duct, it is again cooled down, and the excess water vapour is deposited as ice on the duct walls. To prevent this transfer of ice, it is suggested that the direction of air circulation be reversed, or that the ducts be made watertight. Underfreezing of this type does not require mechanical installations, but can be based on natural draft. As such it is very economical. However, it requires constant attendance and the dam cannot be left without supervision.

### ARRANGEMENTS OF DUCTS

Ducts for underfreezing can be arranged either vertically or horizontally. A vertical arrangement will provide in effect a frozen cut-off wall whose installation is very simple, the duct pipes being jetted to the desired depth by steam. To provide for the required air circulation, two vertical pipes connected through a U-piece at the bottom are jetted together. However, the vertical ducts cannot be drained, so that it is possible for moisture to accumulate at the bottom and freeze there, effectively stopping air circulation.

The horizontal duct arrangement creates what amounts to a frozen blanket under the dam. Such a blanket will stop warming of the underlying strata, thus maintaining or even raising the original permafrost table. Horizontal arrangement also permits installation of the vent ducts with sufficient pitch for adequate drainage of any condensation. For efficient underfreezing of the ground, the vent pipes may be staggered. It is suggested that they be spaced so that the ground will be undercooled to at least  $-5^{\circ}\text{C}$ . Furthermore, to provide for proper ventilation, pipes should be at least 12 in. in diameter.

Temperature conditions in ground which has been vented during the winter by means of two rows of horizontal ducts staggered. The isotherm lines are essentially parallel to the surface and to the length of the vent ducts. It will be noticed that the temperature decreases from the surface to the double line of ducts, thereafter increasing again as the depth approaches permafrost ground (at about  $-0.5^{\circ}\text{C}$ .) not affected by the underfreezing.

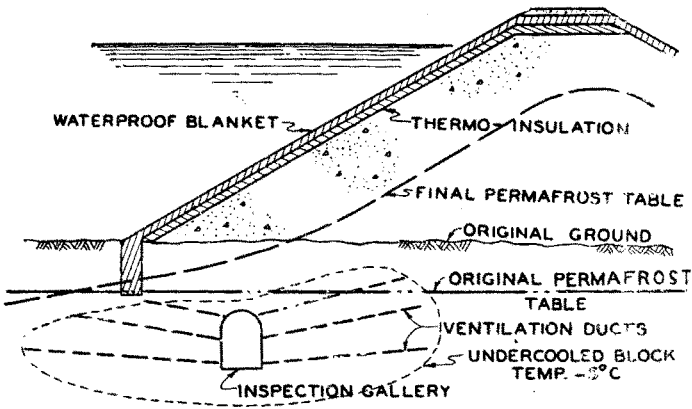
A special arrangement of vent ducts consists of providing an inspection tunnel in the ground to be undercooled, from which either drifts or vent ducts protrude laterally (FIG. 5). Such a tunnel is easy to build (excavate by defrosting with steam jet), does not require concrete lining (lined with ice), and provides an excellent means of inspecting the frozen ground. Thermometers can be inserted through the tunnel walls into the surrounding ground in order to ascertain ground temperature fluctuations. However, ventilation of the ducts becomes complicated and may necessitate mechanical circulation of the air.

### METHODS OF REDUCING SETTLEMENTS

In order to decrease the rate and the amount of ground subsidence under a water storage dam, several methods can be applied. Most methods are based substantially on two principles — the ground can be consolidated previous to construction, or it can be undercooled and maintained in a permanently frozen state.

The preconsolidation of ground requires defrosting of all ice inclusions, removal of moisture, and filling of the voids with stable materials such as





**FIG. 5**

cement grout, asphaltic or bituminous grouts, or sodium silicate grouts. An alternate method consists of consolidating the thawed ground by tamping, blasting, or vibration. In this connection, modified vibroflotation, as described above, is of considerable value.

If the soil is of clayey or silty character, however, so that neither draining nor consolidation is feasible, it can be maintained in a frozen state. The earthfill in itself contributes to preservation of permafrost, since it provides insulation against warm air. Furthermore, aeration of the gravel layer at the base of the earthfill during the winter season contributes a cooling effect upon the foundation. Finally, aeration ducts can be inserted into the ground in order to underfreeze it. Such aeration has been described elsewhere by the author<sup>8</sup>.

### CONSTRUCTION METHODS

Concrete dams are built in accordance with normally accepted procedures. Timber, rockfill and earthfill dams require special methods.

To prepare the foundation for an earthfill, the vegetation cover and any other undesired strata are removed. If this is done during the winter season, no additional precautions are necessary. For summer work, the exposed ground should be covered immediately with gravel fill (to protect the permafrost) unless it is desired to defrost the ground. If aeration ducts are to be installed, they should be placed through the gravel fill, thus utilizing its protection.

After the base course is placed, the earthfill is placed in layers and compacted to its optimum density. The completed earthfill should be left for at least one summer before placing the inclined gravel layer. After the gravel layer is placed, the insulation, waterproof blanket, and protective facing are placed successively. It may be desirable to let the dam stand through another summer before placing the protective facing, so that any repairs to the waterproofing blanket may be made before it is covered up.

The completed dam should stand for at least one winter before the reservoir is filled. To insure that the permafrost table has been raised, and

that the aeration system works satisfactorily, thermometers ( thermocouples ) should be placed at critical points and the temperature observed and recorded daily. Filling of the reservoir should be permitted only after the temperatures in the dam are sufficiently low. Also, the reservoir should be filled just before the frost season starts, if possible, so as to have the advantage of an ice cover as soon as possible.

### CONCLUSIONS

The development of major communities in arctic regions, which are characterized by permafrost conditions, depends upon the feasibility of constructing storage reservoirs and dams. It has been shown herein that reservoirs are possible, and that only their upper 12 ft. of depth is subject to freezing under extremely severe climatic conditions. Therefore, water under this ice cover remains unfrozen and can be used for municipal and industrial purposes. In turn, the warm body of water thaws the underlying permafrost strata. Based on this phenomenon, equations have been established for the relation between reservoir depth and the depth to which permafrost will be defrosted. For normal conditions, the depth of permafrost defreezing can be taken as one-fourth of the depth of the water above it. In some cases, however, where flows are large, defreezing may be unlimited for all practical purposes.

On the other hand, the dam has an insulating effect on permafrost and tends to raise the permafrost table. To evaluate the interaction of the defreezing effect of the water and the freezing effect of the dam, a successive method is suggested, whereby first the thermal action of the dam and then the thermal action of the water are evaluated.

Any dam built on permafrost should satisfy nine basic criteria:

1. flexibility, to withstand subsidences of the ground;
2. low conduction of heat from the atmosphere into the ground;
3. sufficient thickness and insulation to prevent freezing temperatures from reaching the reservoir;
4. dryness of the dam body, as protection against freezing damage;
5. water-tightness under temperature differences of 160°F.;
6. resistance to severe ice thrust;
7. resistance of component materials to severe climatic conditions;
8. low shear stresses in the foundation; and
9. piping prevention by elastic curtain or grouted cut-off.

Gravity type dams are feasible on frozen rock formations. Seepage and piping under dams built on frozen rocks can be prevented by a grout curtain extending below the permafrost table. However, such a grout curtain must resist freezing and withstand the pressures exerted by expanding ground ice. For these reasons, asphaltic or bituminous grouts are best suited to the purpose.

Single arch dams and articulated dams ( buttress-type ) are not suitable because of the thinness of their shells. Timber dams, rockfill dams, and earthfill dams are feasible, each in its proper field and height. Timber dams are suitable for low heads and can be built very economically. Rockfill dams can be built wherever coarse aggregates can be found. Earthfill dams are feasible on fine-grained soils and can be constructed at reasonable cost.

Earthfill dams should consist of dry earthfill, protected from the main dam body toward the upstream face, successively, by

1. a gravel layer affording winter aeration;
2. a flexible thermo-insulation layer;
3. a flexible waterproof blanket;
4. a protective cover or facing;
5. an upstream protection against piping; and
6. protection of downstream face against erosion.

For dams built on frozen sedimentary deposits, the seepage and piping can be prevented either by extending a plastic cut-off wall into permanently frozen ground, or by maintaining the ground in a permanently frozen state.

Plastic cut-off walls can be placed in excavated trenches. Materials for such cut-off walls should be plastic enough to withstand considerable subsidence of the surrounding ground, bituminous concrete and similar materials being well suited for the purpose.

Maintenance of freezing temperatures in the ground can be achieved through underfreezing the ground during the winter season by circulating the cold air in a system of vents, pipes or ducts. Different arrangements of ventilation ducts can be devised to suit the particular soil conditions at the site.

#### BIBLIOGRAPHY

1. J. STEFAN: Sitzungsberichte, Wiener Akademie, Mathem.—Naturwiss. classe, 1890, pp. 473 to 484 and 965 to 982; also *Annale der Physik*, 1891, pp. 769 to 786.
2. OLAF DEVIK: Thermische und dynamische Bedingungen der Eisbildung in Wasserläufen auf Norwegische Verhältnisse angewandt, *Geofysiske Publikasjoner*, 1931, No. 1.
3. F. I. BYDIN: Fourth Hydrological Conference of Baltic Countries, 1933, 33, p. 8; also *Transactions, Scientific-Research Institute of Hydrotechnics, Leningrad*, 1932, No. 4, pp. 175 to 183 and 1935, p. 185 to 203.
4. K. WEYPRECHT: *Metamorphosen des polareises*, 1897.
5. EDWIN ROSE: Thrust exerted by expanding ice sheet; *Proc. ASCE*, May 1946, p. 571ff.
6. E. V. STEPANENKO: Note on the question of water supply of central part of Amur railroad, *Blagoveshchensk*, 1915.
7. E. I. SUKHODOLSKY: Notes on the construction of earth road-bed . . . *Academy of Sciences, USSR, Obruchev Institute, Vol 2, Moscow*, 1945, pp. 5 to 120.
8. N. A. TSITOVITCH & M. J. SOUMGIN: *Principles of Mechanics of Frozen Grounds*, *Academy of Science, USSR, Moscow*, 1937, p. 395ff.

#### SUMMARY

The development of major communities in arctic regions, which are characterized by permafrost conditions, depends upon the feasibility of constructing storage reservoirs and dams. It has been shown herein that reservoirs are possible, and that only their upper 12 ft. of depth is subject to freezing. Under this ice cover water remains unfrozen and can be used for municipal and industrial purposes. In turn, the warm body of water thaws the underlying permafrost strata. Based on this phenomenon,

equations have been established for the relation between reservoir depth and the depth to which permafrost will be defrosted.

On the other hand, the dam has an insulating effect on permafrost and tends to raise the permafrost table. To evaluate the interaction of the defreezing effect of the water and the freezing effect of the dam, a successive method is suggested, whereby first the thermal action of the dam and then the thermal action of the water are evaluated.

Dams built on permafrost can be constructed either on frozen rock or on frozen sedimentary formations. Seepage and piping under dams built on frozen rocks can be prevented by a grout curtain extending below the permafrost table. However, such a grout curtain must resist freezing and withstand the pressures exerted by expanding ground ice. For these reasons, asphaltic or bituminous grouts are best suited to the purpose.

For dams built on frozen sedimentary deposits, the seepage and piping can be prevented either by extending a plastic cut-off wall into permanently frozen ground, or by maintaining the ground in a permanently frozen state.

Plastic cut-off walls can be placed in excavated trenches. Materials for such cut-off walls should be plastic enough to withstand considerable subsidence of the surrounding ground, bituminous concrete and similar materials being well suited for the purpose.

Maintenance of freezing temperatures in the ground can be achieved through underfreezing the ground during the winter season by circulating the cold air in a system of vents, pipes or ducts. Different arrangements of ventilation ducts can be devised to suit the particular soil conditions at the site.

Any dam built on permafrost should satisfy nine basic criteria:

1. flexibility, to withstand subsidences of the ground;
2. low conduction of heat from the atmosphere into the ground;
3. sufficient thickness and insulation to prevent freezing temperatures from reaching the reservoir;
4. dryness of the dam body, as protection against freezing damage;
5. water-tightness under temperature differences of 180°F.;
6. resistance to severe ice thrust;
7. resistance of component materials to severe climatic conditions;
8. low shear stresses in the foundation; and
9. piping prevention by elastic curtain or grouted cut-off.

Gravity type dams are feasible on frozen rock formations. Single arch dams and articulated dams (buttress-type) are not suitable because of the thinness of their shells. Timber dams, rockfill dams, and earthfill dams are feasible, each in its proper field and height. Timber dams are suitable for low heads and can be built very economically. Rockfill dams can be built wherever coarse aggregates can be found. Earthfill dams are feasible on fine-grained soils and can be constructed at reasonable cost.

Earthfill dams should consist of dry earthfill, protected from the main dam body toward the upstream face, successively, by

1. a gravel layer affording winter aeration;
2. a flexible thermo-insulation layer;
3. a flexible waterproof blanket;
4. a protective cover or facing; and
5. a cut-off or grouted curtain.

The downstream face should be protected against erosion.

To reduce settlement, the ground can be either preconsolidated or retained in a permanently frozen state.

### R É S U M É

Le développement de l'habitat dans les régions arctiques, qui sont caractérisées par des conditions de gel permanent, dépend de la réalisation de barrages et de réservoirs d'accumulation. Il est montré ici qu'il est possible de construire des réservoirs et que 3 m. 65 seulement de profondeur sont soumis au gel. C'est pourquoi l'eau sous cette couche de glace ne gèle pas et peut être utilisée dans des buts domestiques et industriels. Par contre, la chaleur de la masse d'eau dégèle la couche de terrain sousjacent normalement gelée en permanence. A partir de ce phénomène, des équations ont été établies donnant la relation entre la profondeur du réservoir et la profondeur à laquelle le sol normalement gelé peut être dégelé.

D'autre part, le barrage a un effet isolant sur le sol gelé et tend à augmenter la couche gelée. Pour calculer l'interaction de l'effet dégelant de l'eau et de l'effet gelant du barrage, une méthode analytique est suggérée, dans laquelle on évalue d'abord l'action thermique du barrage et ensuite celle de l'eau.

Les barrages construits sur terrains gelés en permanence peuvent être soit sur du rocher gelé, soit sur une formation sédimentaire gelée. L'infiltration et les pertes sous un barrage construit sur du rocher gelé peuvent être prévenues par un rideau d'injections au-dessous de la couche gelée en permanence. Toutefois, un tel rideau d'injections doit résister au gel et supporter les pressions exercées par l'expansion de la glace contenue dans le sol. Pour ces raisons, des injections d'asphalte et de bitume sont mieux adaptées au but poursuivi.

Pour les barrages construits sur des dépôts sédimentaires gelés, les infiltrations et les pertes peuvent être prévenues, soit en étendant un mur parafouille plastique dans le sol gelé en permanence, soit en maintenant le sol dans un état de gel permanent. Les murs parafouilles plastiques peuvent être placés dans des tranchées. Les matériaux constitutifs de tels murs parafouilles doivent être assez plastiques pour supporter un affaissement considérable du sol environnant; le béton bitumineux et des matériaux semblables sont bien adaptés au but recherché.

Le maintien de la température de gel dans le sol peut être réalisé pendant l'hiver en portant le sol à une température inférieure à celle de la congélation par la circulation d'air froid dans un système de canalisation. Différentes dispositions des conduites de ventilation peuvent être adaptées aux conditions particulières du sol à l'emplacement du barrage.

Tout barrage construit sur sol gelé doit satisfaire aux neuf conditions fondamentales suivantes:

1. flexibilité, pour résister aux affaissements du sol;
2. mauvaise conductibilité de la chaleur de l'atmosphère au sol;
3. épaisseur suffisante et isolement pour éviter que les températures de gel n'atteignent le réservoir;
4. assèchement du corps du barrage, comme protection contre les dommages dus au gel;

5. imperméabilité sous des variations de température de 180°F;
6. résistance aux fortes poussées de glace;
7. résistance aux conditions atmosphériques défavorables des matériaux constituants;
8. faible contrainte de cisaillement dans la fondation; et
9. prévention des infiltrations par murs parafouilles plastiques ou par rideau d'injections;

Les barrages-poids sont réalisables sur des formations rocheuses gelées. Des barrages-voûtes et des barrages articulés (type à contreforts) ne sont pas recommandables, à cause de la minceur de leur structure. Les barrages en platelages, en enrochements et en terre sont réalisables, chacun dans son propre domaine d'application. Les barrages en platelages sont indiqués dans le cas de faible charge et peuvent être construits économiquement. Les barrages en enrochements peuvent être construits partout où il y a des matériaux grossiers. Les barrages en terre sont réalisables sur des sols à bonne granulométrie et peuvent être construits à des puix raisonnables.

Les barrages en terre doivent être constitués de remblais secs, protégés successivement, en les énumérant du centre vers la face amont, par:

1. une couche de sable et gravier permettant l'aération durant l'hiver;
2. une couche flexible d'isolation thermique;
3. une couverture étanche flexible;
4. une couverture de protection ou parement;
5. une prévention amont des infiltrations; et

La face aval doit être protégée contre l'érosion.

Pour réduire le tassement, le sol doit être ou préconsolidé, ou maintenu dans un état de gel permanent.



## 2nd SESSION ON SATURDAY, 12th JUNE

*Chairman:* MR. LEA  
*Reporter General:* MR. HELLSTRÖM  
*Secretary:* MR. LÖFQUIST

### QUESTION No. 11

#### INFORMATION OBTAINED FROM THE USE OF TESTING METHODS AND OF SPECIAL CEMENTS IN LARGE DAMS

THE CHAIRMAN referred to the regretted death, which had occurred since the last meeting, of two members of the Swedish Committee on concrete, namely Mr. Eckwall and Professor Forsen. He then asked the Reporter General to speak.

The Reporter General Mr. Hellström said that rather than reading his report (*see* text after discussion) he would like to refer straight to its conclusions and the points to be borne in mind for discussion, which were in the last two pages, to which he would now turn.

He thought it would be especially valuable to take the feeling of those present regarding what questions should be put on the agenda for future work by the Sub-committee and by the Fourth Congress on Large Dams, and with this in view he would ask authors, in commenting on their reports, to mention the points to which it would seem desirable that future research should be directed.

He would also ask the committees of countries not already taking part in the work of the Concrete Sub-committee to be good enough to appoint two members, a civil engineer and a chemist, to represent those countries, and to inform him of their names by letter. For that matter, anyone who was interested in the question would be welcome; the Concrete Sub-committee was not a closed body.

The Reporter General then recalled the questions which had been put forward since the meeting at The Hague, which were listed on page 18 of the general report. It was impossible to include all these in the agenda and they would have to decide on what questions to concentrate.

When they had met at The Hague, there had been a strong feeling in favour of putting Questions 6 and 7 on the agenda for the Fourth Congress. He was of opinion that the investigation of these two questions, which were fundamentally one, ought not to be confined to the Sub-committee but should be the subject of a general discussion.



A study of the reports on various questions submitted to the present Congress had drawn attention to at least three further questions which might be added to the list from which a choice had to be made, namely:

1. In order to obtain watertight concrete not liable to deterioration through percolation there was a tendency so to grade the sand as to contain a large proportion of fines, but this meant increasing the amount of cement, which was undesirable from the point of view of cost and that of temperature rise. The problem was how to reconcile these two conflicting requirements.

2. The addition of air-entraining agents in the concrete seemed — though Mr. Hellström lacking personal experience of the matter could not be more certain of this — to place a limit on the percentage of fines in the sand, a percentage which, on the other hand, it was desirable to increase in order to obtain watertightness.

3. Finally, it was evident that the quality of the cement itself called for consideration. There were two kinds of cement — standard portland and standard low-heat cement — which shrunk on setting; but it was also possible to obtain a cement which expanded instead of shrinking. It would be a very interesting objective for a testing laboratory to try and make a cement, which could be manufactured at reasonable cost, in which practically neither expansion nor shrinkage occurred. Clearly, however, such researches must be expensive, and the Sub-committee having no great funds at its disposal could not undertake them. He would suggest that cement laboratories all over the world might be asked if they would undertake researches aiming at a special cement of this kind, and to make a report on the question.

In conclusion the Reporter General said he would like once again to urge that the discussion should be directed towards the formulation of a program of future work.

THE CHAIRMAN said that before opening the discussion he would like to make a few general remarks which might be helpful.

It emerged from several of the reports submitted that in many fields there was still a lack of information on which firm conclusions could be based. Furthermore, it would seem from the reports emanating from many countries that the central problem among all those treated was that of the constancy of volume of concrete, whether from the point of view of its external properties or of its internal characteristics: elastic deformation, extensibility, cracking or creep. These questions had already, in the past, given rise to a large number of reports, but it was abundantly clear that further studies were needed of the stresses set up in concrete when the thermal or shrinkage movements were restrained so was done for instance in the paper by Mr. Löfquist.

There was still a need for theoretical clarification of the mechanism of moisture movement and creep, which opened up a wide field of investigation for the world's laboratories.

Another point in the papers which had struck him was the increased rate of deterioration of concrete structures in the United States during the last 25 years, noticed by Mr. Steele. It would be of interest to know whether this was a phenomenon of general occurrence or whether it was peculiar to America. A Swiss report, on the other hand, indicated that recent works had stood up better than the earlier ones. There seemed to be some contradiction here: was it connected solely with the types of the aggregates used?

These questions called for examination, both locally and as regards the general question of the reaction between aggregates and cement.

## DISCUSSION

MR. GRONER (*Norway*) said that in Norway the bulk of their experience had been with reinforced concrete dams which were thin structures. They had not used special cement in order to keep the setting temperature low but to get a cement which may resist the attack of the acid water better than ordinary portland cement. Between 1920 and 1930 some serious deterioration in gravity dams had been observed, which was attributed to the portland cement being washed out, and on this account, after 1925, they had essentially built reinforced concrete dams, so there was little experience in Norway of mass concrete using special cements.

Different kinds of special cements had been used which were described in report R. 43, namely:

Hochofencement (blast-furnace cement)

Moler cement

Eisenportland cement

Belgian slag cement

Portland cement added 25 per cent brickflour

Hochofencement had given good results. The workability of concrete with Hochofencement was not so good as that of portland cement. The effect on it by percolation of acid water was about the same as of portland cement and it seemed to resist the attack of the acid water on the surface of the concrete in the same way as concrete of portland cement.

The moler cement also had given very good results. With a water/cement ratio of 0.65 its compressive strength was the same as that of portland used with a water/cement ratio of 0.55. Its workability was very good.

Concrete of Eisenportland cement and Belgian slag cement had less compressive strength than that of portland cement but it did not seem to be of any noticeable difference in the resistance against the attack of the acid water.

The longest experience they could look back on being a dam 22 years old (Eisenportland cement), they had not been able to notice any great difference in the behaviour of this special cement as compared with ordinary portland cement.

Portland cement gave better workability than any special cement except moler.

They had also tried mixing 25 per cent of brickdust into the cement. It was not found that the brick exerted any chemical action on the latter.

He would conclude by saying that in Norway they saw no occasion to recommend the use of special cements on account of attack by acid water; another question was the importance of low heat of setting. If percolation occurred into a dam, that dam would sooner or later be destroyed whatever cement had been used, even if perhaps a little later with a special cement.

MR. ALDERMAN (*Australia*) observed that several speakers and authors had mentioned the reaction between cement and aggregate. It had been stated that in America, by reducing the percentage of alkaline materials to less than 0.6 per cent, expansive reaction had been eliminated and with it the risk of deterioration in the concrete. Investigations of this question carried out in the laboratories of the Council for Scientific and Industrial Research in Australia had shown, however, that when a very reactive

aggregate was used with a cement containing at most 0.4 per cent of alkaline matter, the reaction and the consequent expansion were indeed retarded by several years, but they were not prevented.

These researches had shown that in a hardened concrete the alkalis retained considerable mobility, so that even if present only in small quantity, they could reach particles of the aggregate at a considerable distance and cause a reaction, which would explain the delayed effects observed.

Thus, limitation of the alkalis was not the solution to the problem. The solution would have to be found elsewhere, and the idea which naturally first presented itself was to make use of inert aggregates. Here, it would seem, research ought to be carried out by petrographical and chemical methods.

An alternative solution might be found in the addition of pozzolanas to the mixture of cement with reactive aggregates. The study of the properties of pozzolanas opened up wide fields and it would appear desirable that researches in these should be vigorously pursued. At the same time it should be borne in mind that there were several different types of materials which possessed pozzolanic properties, and that in the present state of knowledge it would be wise to use them with care.

MR. RAWHOUSER (*United States*) said he wished to make some comments on limiting the rise in temperature of concrete and on the maintenance of its constancy of volume.

It was possible to keep down the temperature either by the use of low setting heat cements or by cooling the materials by adding ice to them or by circulating cold water through pipes embedded in concrete.

The addition of ice instead of water enabled the temperature to be kept 20°F. lower, and a further reduction could be secured without great difficulty by cooling the aggregates, so as to obtain a temperature some 30 to 50°F. below that of the atmosphere. But the reheating which occurred in the course of transporting and placing the concrete brought its temperature practically half way up again; moreover, once the ice had been added, no further control was possible. On the other hand, the use of a system of cooling pipes gave complete control, enabling the temperature anywhere and at any time to be lowered to whatever level was desired.

The best results, therefore, were to be obtained by using a low setting heat cement and controlling the initial temperature in conjunction with a refrigerating system, and it was only by this simultaneous application of both methods that assured results could be counted upon.

Refrigeration was rather expensive and recent costs experienced in the United States had reached 75 cents a cubic yard. Mr. Rawhouser did not wish to suggest that the installation of refrigerating pipes should be considered as obligatory any more than that some other one system should be adopted blindly, but there was need for careful analysis of the probable conditions of rise and distribution of temperature, followed by a plan which was flexible enough to be adaptable to unforeseen contingencies during construction.

He would mention as an example the Altus dam in Oklahoma which was 100 ft. high and was faced with masonry 20 in. thick enclosing a mass of cement concrete. It had been expected that this would be built in winter and only two contraction joints, 300 ft. apart, had been provided. In point of fact construction began in April and was continued into June and July,

with the result that cracks opened up every 40 ft. and the dam had to be made watertight by grouting with cement.

In regard to the second of the points raised he was of opinion that variations in temperature and the resulting variations in volume were not necessarily a bad thing. The suggestion had been put forward that it would be desirable to obtain a concrete which neither shrank nor expanded, but the speaker was not sure this would be the ideal condition. In the United States they had concerned themselves at first only with cooling the concrete; now they were trying so to regulate the maximum temperatures and the distribution of these that the stresses would be so distributed as best to prevent cracking. This might be regarded as a sort of pre-stressing.

There was room for research in the prevention of unfavourable temperatures and of unfavourable temperature distributions.

THE PRESIDENT asked Mr. Rawhouser what were the points which he thought the Sub-committee should take up first.

MR. RAWHOUSER answered that at this moment they were carrying out researches in the United States on the minimum cement content in concrete. They were of opinion that the concretes now in use there had a compressive strength much higher than was required for the purposes to which they were put, and independently of what Mr. Hellström had proposed they were pursuing investigations on the proportioning of cement as well as on the fineness to which it was ground, air-entrainment and the effect of these three factors on the actual construction. He would like also to see researches carried out on the creep of concrete.

MR. CLERET DE LANGAVANT (*France*) referred to works being undertaken at Bort by Electricité de France as being of interest for the study of special cements used in dams. In these works it was proposed to use a cement manufactured on the spot by grinding slag with water adding a small amount of artificial cement.

For this purpose it would be necessary to perfect appropriate methods of checking the quality of the slag before use, a problem of great importance to which no practical solution had yet been found. It might be possible to obtain data through observation of the heating of slag in an alkaline solution.

No special difficulty arose in checking the fineness of grinding. On the other hand, they might be led to make some useful observations on the plasticity of fresh mortars and the influence of this on the workability of the concrete.

Recent works using slag cements had brought some disturbing phenomena to light. When the concrete mixer was stopped for a few minutes its contents hardened and appeared to have set; but it was only necessary to start it turning again, without adding any water, for the concrete to regain its plasticity.

Mr. De Langavant did not think that, in the case of slag cements, this occurrence was a chemical phenomenon, for no heat was released and what happened seemed to be purely physical.

Slag cement, unlike Portland, had no power of retaining water. On the former being slaked, it did not become a true plastic mass but a suspension of slag in water, which appeared sticky by reason of its fineness but which was stable in that condition only whilst agitated and was liable to break quickly when the motion ceased. This effect was particularly marked in

weak concretes of meagrely calculated granular composition. Hence, because of the internal friction, a concrete made with slag cement rapidly assumed the character of a rigid medium.

Despite the very fine grinding of cement obtained by wet grinding of the slag, the phenomena observed seem to have been similar to those in the Belgian works at Deux Acren which also made use of wet grinding. The experiments to be carried out on a large scale at Bort should, therefore, be of great interest for elucidating these phenomena.

As regards the Reporter General's question of drawing up a program of tests to be performed, Mr. De Langavant wished to suggest experiments on freezing and thawing, for those were events which rise to very violent compressive and tensile stresses; of a kind which served to bring out very well the capacity of a concrete to resist cracking.

THE PRESIDENT thanked Mr. Cleret De Langavant for his contribution but observed that work of the kind indicated had already been done, having been the subject of discussions and of two reports from the Concrete Sub-committee.

MR. GIERTZ HEDSTROM (*Sweden*) said that among the questions which Mr. Hellström had listed in his general report as being for future examination there were two which seemed to him of especial importance, namely, Questions 1a and 6.

The first of these had reference to the physical structure of concrete, on which researches had been carried out in the United States, Sweden and, there could be no doubt at all, in other countries also. When that question had been solved, it would certainly provide the answer to several other questions in the proposed list, such as those relating to elastic and plastic properties and to the possibility of extension without cracking.

As regards Question 6 which Mr. Hellström had proposed to set aside, it seemed to the speaker that determination of the minimum cement content was likewise an important question, one that could throw light on many connected problems. Responsible authors had suggested that it should be possible to do with as little as two sacks a cubic yard, and even if that were something of an exaggeration, the very tendency in that direction was a matter of great interest. There was no doubt that the cement content could be considerably reduced, either by the method which Mr. Steele has suggested in his report or by that known as "prepacked concrete".

He would propose that both these questions should be included in the program for the Concrete Sub-committee.

MR. GULHATI (*India*) wished to draw attention to a contribution from India in Dr. Hoon's report on "*The Use of Kankar Lime as Building Material for Major Engineering Works*". This *kankar* was, as there explained, a natural formation of impure limestone which, when burned, possessed hydraulic properties which made it suitable for use as a cement. Where not found in its natural states, it could be prepared artificially from a wet mixture of fat lime and clay brought to a high temperature and then ground.

It might be of interest to mention some of the more important properties of *kankar lime* which affected its use. It set slowly and had a low heat of hydration, which made it eminently suitable for dam building. It was found naturally distributed over large regions, and this was a fact of great interest in these times of universal shortage of cement, coal and transport.

In India a great many works, both large and small, had been constructed using *kankar lime* mortar, in particular the great Sikkur Dam and many others in Southern India.

The material as ordinarily obtained had a strength which was more than sufficient for most structures, including dams up to 150 ft. high. Hitherto no attempt had been made to standardize the methods of manufacture and use, but of late some researches had been started with that aim and the results they had yielded to date were given in the paper mentioned above. It was a subject that deserved to be taken up by the Concrete Subcommittee.

Appended to Dr. Hoon's report there was a list of dams in India of 100 ft. and greater height, the contents of which he hoped might interest members of the Congress.

MR. KRISNAMACHAR (*India*) said he wished to supplement what Mr. Gulhati had stated regarding the use of *kankar lime* in dam construction in India. In the southern part of his country, particularly in Mysore, a number of dams had been constructed using *surkhi* mortar as a matrix, to store water up to a height of 200 ft. *Surkhi* mortar was the term used to denote a well-ground mixture of well-burnt unslaked lime and brick powder in the ratio of 1 : 3 or 1 : 4, which was the usual proportion, ground to a paste in a mortar mill. The grinding lasted for 30 to 35 minutes, which meant about 500 revolutions. The mortar felt to the touch like butter and had excellent workability. It set slowly, taking 24 to 96 hours; hence it could be worked easily, and was used with random rubble masonry in dams.

No scientific and systematic analysis had been made of the *kankar* or of the brick forming the ingredients of this mortar. It had been found that *kankar* containing a small admixture of clay, which was usually available in India in plenty, would suit the purpose, and when ground to mortar with well-burnt brick powder would yield a hydraulic mortar. The field tests carried out to test the quality of the mortar were the following:

1. A briquette of mortar was made and was immersed in water for 24 hours. It should harden and not crumble. This rough and ready method gave an indication of its hydraulicity.

2. Standard size briquettes were prepared and were tested for tension and compression at intervals of one, two, three and four weeks after grinding. If the mortar was good as determined by (1) above, these tests should show a minimum tensile strength of 100 lb. per sq. in. and compressive strength of 1,500 lb. per sq. in. after four weeks, which was considered enough in view of the low stresses adopted in the dams, namely, 8 tons per sq. ft.

It was found there was no percolation through the masonry of the dam even under a head of 150 ft., and no expansion or contraction joints were needed. These dams had not given rise to such problems as had just been discussed, relating to the heat of hydration and its effects, for the mortar was very slow in setting and the consequent rise in temperature was low.

As an example of the strength so obtained, he would mention that during construction of a dam in his State floods had been allowed to flow over a gap left in the dam and drop down about 60 ft. The falling sheet of water had dislodged a few stones on the rear face but the mortar joint were intact even though their section was incredibly small.

Indian engineers, with all this experience behind them, favoured the use of *surkhi* mortar for dam construction in preference to cement. Recently there had been some difference of opinion as to whether cement mortar or

*surkhi* mortar should be used for a particular dam, and after consulting experts in the matter it had finally been decided to use *surkhi* mortar except at places where the stress intensity was high, where cement mortar might be used.

The point he wished to emphasize was that regular scientific investigation was needed as to the composition and standardization of *surkhi* mortar in order that it might be used for the construction of dams up to about 300 ft. high by increasing the intensity of the allowable stresses. The stress limits hitherto adopted did not require such a thorough study as the limiting stresses were low.

Such work would go a long way towards solving the problem of dams of medium height, up to 300 ft. Cement concrete might be used in dams of greater height than this. The problem was important as shortage of cement and difficulties of transport seemed likely to continue in India for some years yet. He would, therefore, commend the question of the standardization of *surkhi* mortar for use in dams up to about 300 ft. in height.

MR. CAMPUS (*Belgium*) wished to clear up a few points regarding certain Belgian cements which had been mentioned. In Belgium there were no special cements but among the many official kinds of cement available there were two, in common use, which answered particularly well for the construction of dams.

One of these was known as permetallurgical cement and consisted, as to its greater part, of up to 70 per cent at least of granulated basic slag, the rest being ground clinker with the usual elements added to regulate the setting time. Although this cement was not very good as regards workability and gave relatively a low strength, it set and hardened slowly and was very suitable for mass concrete. It was freely used for underground works foundations and hydraulic construction. The lime content is less than 50 per cent.

The other kind contained still more slag, more than 85 per cent, with very little clinker and a proportion of sulphate which exceed 5 per cent of  $\text{SO}_3$ . The total lime content is low, being of about 40 per cent. As in the other material mentioned, the heat of hydration was low, being less than 45 calories per gramme for pure paste at the end of three days. It can even go down beneath 30 calories per gramme. There was little point in measuring the temperature development after that period.

These cements were not officially prescribed in Belgium, but in view of the fact that limits have recently been placed on the lime content and heat of hydration in cements for dams, they were the only ones suitable. Eventually, cement of the kind named: Ciment de Hauts Fourneaux normal, prepared specially and controlled, could also be suitable.

A speaker had referred to slag cement obtained on the site by wet grinding. This method, perfected in Belgium, is employed especially to pre-fabricated products such as props for collieries, etc. The material not being standardized was not used in dams.

To sum up, the question of special cement had not arisen in Belgium as suitable products were available on the ordinary market. In many works the tendency had been rather to try and improve the compactness of concrete by increasing the size of the aggregates; the gauge of these had been made as high as 20 cm., using several classes of regular elements such as 15/20 cm., 4/6 cm., 5/10 mm. and so on. Such a mixture gave a very compact concrete containing relatively little cement and water. Naturally, however, such

concretes were very unworkable, so that vibration had to be applied in placing them. They had given excellent results, for the release of heat was small on account of the large proportion of inert material, shrinkage was limited by the presence of a closely locked mineral skeleton having a constant volume and deformation likewise was small. They offered, in a word, those qualities which were most needed in concrete for dams.

For this reason he would support the proposition put forward that a study should be made of the fundamental properties of concrete, notably its physical constitution.



## 2<sup>e</sup> SÉANCE DU SAMEDI 12 JUIN

*Président* : M LEA

*Rapporteur Général* : M HELLSTRÖM

*Secrétaire* : M LÖFQUIST (Suède)

### QUESTION N<sup>o</sup> 11

ENSEIGNEMENTS RÉSULTANT DE L'UTILISATION DES MÉTHODES D'ESSAI ET  
DE L'EMPLOI DES CIMENTS SPÉCIAUX POUR GRANDS BARRAGES

LE PRÉSIDENT fait part du décès de deux membres du Comité Suédois du béton, survenu depuis la dernière réunion, M Eckwall et le Professeur Forsen, et donne la parole au Rapporteur Général.

Le Rapporteur Général, M Hellström, plutôt que de donner lecture de son rapport (*voir texte après la discussion*), préfère se référer simplement aux conclusions et points à retenir pour la discussion faisant l'objet des deux dernières pages de son rapport, qu'il passe en revue.

Il estime, en particulier, qu'il serait très utile de recueillir l'avis des assistants sur les questions à mettre à l'ordre du jour des futurs travaux du Sous-Comité et du Quatrième Congrès des Grands Barrages, et prie les auteurs qui voudraient commenter leurs rapports d'indiquer les points sur lesquels de futures recherches apparaîtraient désirables.

Il demande aux différents Comités des pays qui ne participent pas encore aux travaux du Sous-Comité du Béton de bien vouloir désigner deux membres, un ingénieur civil et un chimiste, pour représenter leur pays, et l'en informer par une simple lettre. D'ailleurs, tous ceux qui sont intéressés par la question seront les bienvenus: le Sous-Comité du Béton n'est pas une Assemblée fermée.

Le Rapporteur Général rappelle les questions qui ont été proposées lors de la réunion du Sous-Comité à La Haye, questions énumérées à la page 18 du rapport général. Il ne peut pas être question de les mettre toutes à l'ordre du jour, et il faudra choisir les questions sur lesquelles nous devons concentrer nos efforts.

En particulier, lors de la réunion de La Haye, il fût particulièrement envisagé de mettre à l'ordre du jour du 4<sup>e</sup> Congrès les Questions 6 et 7 (voir page 18 du rapport général).

Il estime que l'étude de ces deux questions qui, au fond, n'en forment qu'une seule, ne doit pas rester dans les limites du programme du Sous-Comité, mais qu'elle doit faire l'objet d'une discussion générale.

L'étude des rapports sur les questions diverses soumises au présent Congrès a mis en évidence que trois questions supplémentaires au moins pourraient être ajoutées à la liste dans laquelle il faudra faire un choix, ce sont :

1° Pour obtenir des bétons très étanches, qui par conséquent ne risquent pas d'être détériorés par les infiltrations, on tend à utiliser des granulométries de sable riches en éléments fins, mais on est ainsi amené à augmenter le dosage de ciment, ce qui présente des inconvénients du point de vue du prix de revient et de l'élévation de température. Le problème est de concilier les deux exigences.

2° L'addition au béton d'agents d'entraînement d'air, semble (l'absence d'expérience personnelle de la question ne permet pas à M Hellström d'être plus affirmatif) imposer la limitation du pourcentage de grains fins dans le sable, alors que, au contraire, il est désirable d'augmenter la proportion de ces éléments pour obtenir une bonne étanchéité.

3° Enfin, évidemment, la qualité du ciment lui-même. Nous avons des ciments qui se contractent à la prise: le portland standard et le ciment standard à faible chaleur de prise.

On peut obtenir, d'autre part, un ciment qui se dilate au lieu de se contracter. Ce serait un très intéressant sujet pour un laboratoire d'essayer de mettre au point un ciment pouvant être fabriqué à un prix raisonnable, et qui, pratiquement, ne donne lieu ni à expansion ni à contraction. Evidemment, ces recherches sont coûteuses et le Sous-Comité ne peut rien faire, n'ayant pas de grandes ressources. Il suggère qu'il soit demandé aux divers laboratoires de ciment du monde entier, s'ils pourraient se charger de faire des recherches pour réaliser ce ciment spécial et envoyer un rapport sur la question.

En terminant, le Rapporteur Général insiste à nouveau pour que la discussion soit orientée sur la fixation du programme des travaux futurs.

LE PRESIDENT, avant d'ouvrir la discussion, désire, pour la faciliter, faire quelques remarques d'un caractère général.

Il résulte de quelques-uns des rapports reçus, que dans beaucoup de domaines nous manquons encore des informations nécessaires pour aboutir à des conclusions fermes.

D'autre part, il se dégage des rapports d'un grand nombre de pays l'impression que la question de la constance du volume des bétons est au centre de tous les problèmes traités, qu'il s'agisse des propriétés externes du béton ou de ses caractéristiques internes: déformations élastiques, extensibilité, fissuration et fluage. Déjà dans le passé ces questions ont donné lieu à de nombreux rapports, mais il était tout à fait évident que des études complémentaires étaient nécessaires en ce qui concerne les efforts développés dans le béton quand les mouvements thermiques ou de retrait étaient limités: c'est ainsi que la question a été étudiée dans le rapport de M Löfquist.

Nous avons encore besoin de clarifier nos connaissances théoriques sur le mécanisme de l'humidification et le fluage; il y a là un vaste champ d'études pour les laboratoires du monde entier.

Un autre point qui l'a frappé est l'accélération des processus de détérioration du béton, signalée par M Steele, des ouvrages en béton aux Etats-Unis pendant les 25 dernières années. Il serait intéressant de savoir s'il s'agit d'un phénomène tout à fait général ou particulier à l'Amérique. Par contre, un rapport suisse indique que les ouvrages récents ont mieux résisté que les autres. Il semble qu'il y ait là une certaine contradiction: celle-ci est-elle liée uniquement au type des agrégats utilisés?

Il faudrait étudier ces questions, aussi bien du point de vue local que de la question générale de la réaction agrégats-ciment.

## DISCUSSION

M GRONER (*Norvège*): En Norvège on a surtout construit des barrages en béton armé, qui sont des ouvrages minces.

On n'a pas utilisé de ciments spéciaux à faible chaleur de prise, mais un ciment résistant mieux que le Portland ordinaire à l'attaque par les eaux acides.

On a constaté, entre 1920 et 1930, de graves détériorations dans des barrages poids, lesquelles furent attribuées au délavage du ciment Portland et, pour cette raison, après 1925, on n'a construit que des barrages en béton armé et la Norvège n'a donc qu'une faible expérience des constructions massives en béton de ciments spéciaux.

Pour le béton armé, on a utilisé différentes espèces de ciments spéciaux, décrits dans le rapport 43:

- Hochofencement (ciment de hauts fourneaux)
- Moler cement
- Eisenportlandcement (ciment de laitier)
- Slagcement belge (ciment de mâchefer belge)
- Portlandcement additionné de 25% de farine de brique

Le premier a donné de bons résultats; sa "workability" n'est pas aussi bonne que celle du Portland; l'effet de l'infiltration d'eaux acides est à peu près la même qu'avec du Portland et la surface du béton paraît résister à l'attaque des eaux acides de la même manière que le béton de Portland.

Le Moler cement a donné aussi de très bons résultats. Pour une proportion eau-ciment de 0,65, sa résistance à la compression est la même qu'avec du Portland employé avec un rapport eau-ciment égal à 0,55. Sa "workability" est très bonne.

Le béton de Eisenportland et le Slagcement belge ont une résistance à la compression moins bonne que le Portland, mais il ne semble pas qu'il y ait de notable différence dans la résistance à l'attaque par les eaux acides.

L'expérience de 22 ans pour le barrage le plus ancien (ciment Eisenportland) n'a pas permis de faire une grande différence entre le comportement de ce ciment spécial et celui du Portland ordinaire.

Le Portland a une meilleure "workability" que les ciments spéciaux, le ciment Moler excepté.

On a également fait l'essai d'un mélange de ciment additionné de 25% de farine de brique, et on n'a pas constaté que cette farine ait une action chimique sur le ciment.

En conclusion, la Norvège n'a aucune raison de recommander l'emploi de ciments spéciaux contre l'attaque des eaux acides. L'importance de la faible chaleur de prise est une autre question. S'il y a des infiltrations dans un barrage, ce barrage sera détruit tôt ou tard, peut-être un peu plus tard avec le ciment spécial, mais il sera détruit quel que soit le ciment.

M ALDERMAN (*Australie*): Plusieurs orateurs ou rapporteurs ont parlé de la réaction entre le ciment et les agrégats. On a dit qu'en Amérique,

en ramenant le pourcentage des matières alcalines à moins de 0,6%, on avait éliminé toute réaction expansive et, par suite, le risque de la détérioration du béton. Cependant, les recherches effectuées sur cette question, au laboratoire du Conseil des Recherches Scientifiques et Industrielles d'Australie, ont montré que lorsqu'un agrégat très réactif était utilisé avec un ciment contenant 0,4% d'alcalis au plus, la réaction et l'expansion consécutive étaient retardées de plusieurs années, mais n'étaient pas empêchées.

Les études ont montré que, dans un béton durci, les alcalis ont une mobilité considérable, et que, même en petite quantité, ils peuvent atteindre des grains d'agrégats à une distance considérable et produire une réaction: ceci expliquerait les réactions à retardement.

La limitation des alcalis ne constitue donc pas la solution du problème: celle-ci doit être cherchée ailleurs. L'idée qui se présente naturellement la première étant d'employer des agrégats inertes. Il semble que, dans ce domaine, les recherches doivent être poursuivies par des méthodes pétrographiques et chimiques.

Une deuxième solution pourrait être trouvée dans l'addition de pouzzolanes au mélange de ciment et d'agrégats réactifs. L'étude des propriétés des pouzzolanes semble offrir de vastes perspectives, et il serait souhaitable que les recherches soient vigoureusement poursuivies. Il faut toutefois se rappeler qu'il y a plusieurs types de matériaux qui possèdent les propriétés pouzzolaniques, et, dans l'état actuel des connaissances, il est raisonnable d'être prudent dans leur emploi.

M RAWHOUSER (*Etats-Unis*) désire parler de la limitation de l'élévation de température des bétons, et du maintien de la constance du volume du béton.

On peut diminuer la température, soit en utilisant des ciments à faible chaleur de prise, soit en refroidissant les matériaux: utilisation de glace, refroidissement par des tuyaux à circulation d'eau froide noyés dans le béton.

L'emploi de glace au lieu d'eau permet d'obtenir un abaissement de 20 degrés Fahrenheit, le refroidissement des agrégats permet, sans trop de difficulté, un abaissement complémentaire, abaissant la température de 30 à 50 degrés F. au-dessous de l'ambiance. Mais le réchauffement pendant le transport et la mise en place ramène pratiquement cette baisse à la moitié de sa valeur initiale, et d'ailleurs, une fois le mélange fait on ne dispose plus d'aucun moyen d'intervention. Si l'on utilise un système de tuyaux réfrigérants, on est constamment maître de la situation, et on peut, n'importe quand et n'importe où, abaisser la température autant qu'on le désire.

Les meilleurs résultats sont donc obtenus par l'utilisation d'un ciment à faible chaleur de prise avec contrôle de la température initiale combinée avec le refroidissement: seul l'emploi simultané de plusieurs moyens donne des résultats certains.

L'emploi du refroidissement est assez coûteux: les prix les plus récents qu'on ait obtenus aux Etats-Unis s'élèvent à 75 cents par yard cube; M Rawhouser ne pense d'ailleurs pas que l'on doive s'imposer la construction d'un réseau de tuyaux réfrigérateurs, non plus que s'en remettre aveuglément à tout autre système, mais il faut faire une analyse serrée des conditions probables d'élévation et de répartition de la température, et adopter un programme assez souple pour qu'il puisse se plier aux imprévus de la construction.

Il cite l'exemple du barrage de Altus en Oklahoma, barrage de 100 pieds de haut, constitué de parements de maçonnerie de 20 pouces sur un corps de béton de ciment. On avait pensé que la construction aurait lieu en hiver, et on n'avait prévu que deux joints de contraction distants de 300 pieds. Mais en pratique la construction a commencé en avril et s'est poursuivie en juin et juillet; le résultat a été que des fissures se sont ouvertes tous les 40 pieds et qu'il a fallu étancher le barrage par des injections de ciment.

En ce qui concerne le deuxième point, il est d'avis que les variations de température et les variations de volume qui en résultent ne sont pas nécessairement mauvaises. Il a été dit précédemment qu'il serait souhaitable de réaliser un béton qui ne donne lieu ni à contraction ni à expansion, l'orateur n'est pas certain que ce soient des conditions idéales: au début, on se préoccupait seulement, aux Etats-Unis, de refroidir le béton. A présent on se préoccupe d'agir sur les températures maxima et sur la répartition des températures, de manière à réaliser la répartition des pressions la plus propre à empêcher la formation de fissures: on peut voir là une espèce de précontrainte.

Il y a encore un champ d'études pour prévenir la production de températures défavorables et de répartitions défavorables de la température.

M LE PRESIDENT demande à M Rawhouser quels sont les points qu'il désirerait voir étudiés en premier lieu par le Sous-Comité.

M RAWHOUSER répond que l'on effectue précisément en ce moment, aux Etats-Unis, des recherches sur la teneur minima d'un béton en ciment. " Nous croyons en effet, dit-il, que les bétons que nous utilisons ont une résistance à la compression beaucoup trop forte pour les usages auxquels nous les destinons; de telle sorte que nous continuons, indépendamment de la proposition de M Hellström, des recherches sur le dosage en ciment, et également des travaux sur la finesse de mouture du ciment, sur l'entraînement d'air et sur l'effet de ces trois facteurs sur la construction elle-même."

Il souhaiterait également que des recherches soient effectuées sur le fluage du béton.

M CLERET DE LANGAVANT (*France*) signale l'intérêt que présenteront, pour l'étude des ciments spéciaux de barrage, les travaux que l'Electricité de France a entrepris à Bort et où il sera utilisé un ciment fabriqué sur place par broyage du laitier en présence d'eau et addition d'une petite quantité de ciment artificiel.

Ces travaux nécessiteront la mise au point de procédés destinés à contrôler la qualité du laitier avant l'emploi. Problème d'une grande importance qui n'a pas trouvé, jusqu'ici, de solution pratique. Peut-être obtiendra-t-on des résultats par l'observation de l'échauffement du laitier en présence d'une solution alcaline.

Le contrôle de la finesse de mouture ne présentera pas de difficultés spéciales. Il peut se faire, en revanche, que l'on soit conduit à faire des constatations intéressantes sur la plasticité des mortiers frais et son influence sur la maniabilité du béton.

Au cours de travaux effectués récemment avec des ciments de laitier, on a en effet constaté des phénomènes troublants. Quand la bétonnière était arrêtée pendant quelques minutes, le béton se raffermissait et semblait

faire prise, mais il suffisait de remettre en marche la bétonnière sans addition d'eau pour que le béton reprenne sa plasticité.

M De Langavant ne pense pas que dans le cas des ciments de laitier il s'agisse d'un phénomène chimique, car il n'y a aucun dégagement de chaleur; il pense qu'il s'agit d'un phénomène purement physique.

Le laitier, à la différence du Portland, n'a aucun pouvoir de rétention d'eau. Lors du gâchage d'un ciment de laitier, on ne réalise pas une véritable pâte plastique, mais une suspension du laitier dans l'eau qui, en raison de la finesse, présente une onctuosité apparente, mais cette suspension ne reste stable qu'à la faveur de l'agitation. A l'arrêt, elle risque de se rompre rapidement. Cela se produira, en particulier, pour les bétons à faible dosage et à granulométrie très étudiée. Il en résulte que les bétons de ciment de laitier, par suite des frottements internes, prennent très rapidement le caractère d'un milieu rigide.

Malgré la très grande finesse de mouture des ciments obtenus par broyage humide du laitier, il semble qu'on ait constaté des phénomènes semblables à l'usine belge de Deux-Acren où le procédé par broyage humide est utilisé. Les essais qui seront effectués à Bort, à grande échelle, présenteront donc un grand intérêt pour l'étude de ces phénomènes.

En ce qui concerne la question posée par M le Rapporteur Général concernant la fixation d'un programme d'essais à entreprendre, M de Langavant suggère la poursuite des essais de gel et dégel qui provoquent des efforts de compression et d'extension très brutaux et paraissent de nature à caractériser assez bien l'aptitude d'un béton à résister à la fissuration.

LE PRESIDENT remercie M Cleret de Langavant de sa communication, mais signale que des travaux de ce genre ont déjà été effectués: ils ont fait l'objet de discussions et de deux rapports du Sous-Comité du béton.

M GIERTZ HEDSTROM (*Suède*). Dans la liste des questions proposées par M. Hellström dans son rapport général pour de futures études, deux lui paraissent particulièrement importantes, les Questions Nos 1a et 6.

Pour la première, qui intéresse la structure physique du béton, des recherches ont été faites aux Etats-Unis et en Suède, et très certainement dans d'autres pays. Cette question, lorsqu'elle sera résolue, fournira certainement la réponse à plusieurs questions de la liste proposée, telles que: les propriétés élastiques et plastiques, l'extensibilité possible sans fissuration.

Pour la Question N° 6 que M Hellström a proposé de laisser de côté, il lui semble que la détermination du dosage minimum en ciment est aussi une question importante qui pourrait clarifier beaucoup d'autres problèmes connexes. Des auteurs sérieux ont indiqué que l'on devait pouvoir descendre jusqu'à deux sacs par yard cube. Même s'il y a là un peu d'exagération, la tendance est en elle-même extrêmement intéressante, et il est certain que, soit par la méthode suggérée par M Steele dans son rapport, soit par la méthode dite du "prepack concrete", il doit être possible d'abaisser considérablement les dosages.

Il propose d'inscrire ces deux questions au programme de travail du Sous-Comité du Béton.

M GULHATI (*Indes*) désire attirer l'attention sur la contribution apportée par les Indes dans le rapport du Dr. Hoon "L'utilisation de la chaux de *kankar* comme matériau pour les grands ouvrages de génie civil".

Le *kankar*, comme il est dit dans le rapport, est une formation naturelle de calcaire impur qui, lorsqu'elle est brûlée, est apte à être utilisée comme ciment, ayant des propriétés hydrauliques.

Quand on ne trouve pas cette roche à l'état naturel, elle peut être préparée artificiellement par mélange humide de chaux grasse et de terre portée à haute température et broyé.

Il convient de signaler quelques propriétés importantes pour l'emploi du *kankar lime*. Il fait lentement prise et a une faible chaleur d'hydratation — ce qui le rend éminemment propre aux travaux de barrage. On le trouve naturellement répandu dans de vastes secteurs, ce qui offre un grand intérêt dans ces temps de pénurie universelle de ciment, de charbon et de moyens de transport.

Un très grand nombre d'ouvrages, grands et petits, ont été construits aux Indes en mortier de *kankar lime*, en particulier le fameux barrage Sukkur, et de nombreux barrages dans l'Inde du Sud.

Le produit ordinairement obtenu présente une résistance plus que suffisante pour le plus grand nombre d'ouvrages d'art, y compris les barrages jusqu'à 150 pieds de hauteur. Aucun effort n'a été fait, jusqu'à présent, pour standardiser les méthodes de fabrication et d'emploi. Mais, dernièrement, des recherches ont été amorcées pour standardiser le produit et son emploi, et les résultats qu'on a obtenus jusqu'à présent sont décrits dans le papier cité plus haut. C'est un sujet qui mérite d'être retenu par le Sous-Comité du Béton.

En annexe au rapport du Dr. Hoon est jointe une liste des digues des Indes d'une hauteur de 100 pieds ou davantage, et les détails que contient cette liste intéresseront il l'espère, les membres du Congrès.

M KRISHNAMACHAR (*Indes*) désire ajouter quelques mots à ce que M Gulhati a dit de l'emploi du *kankar lime* pour les constructions des barrages aux Indes. Dans le sud de son pays, et particulièrement en Mysore, nombre de barrages ont été construits avec du mortier *surkhi* pour emmagasiner l'eau jusqu'à une hauteur de 200 pieds. Le mortier *surkhi* est le terme qu'on emploie pour désigner un mélange bien broyé de chaux *kankar* bien cuite et non éteinte et de poudre de brique, dans le rapport de 1 à 3 ou 1 à 4 qui est la proportion normale, réduite à l'état de pâte dans un broyeur à mortier.

Le broyage demande une durée de 30 à 35 minutes, et environ 500 révolutions.

Au toucher, le mortier se présente comme du beurre et a une maniabilité excellente. Il fait lentement prise et prendra de 24 à 96 heures pour faire prise. Il peut donc facilement être mis en oeuvre et on l'emploie pour la construction de barrages à fabriquer de la maçonnerie de moellons d'*opus incertum*. On ne procède à aucune analyse scientifique ou systématique du *kankar*, non plus que de la brique qui constituent les éléments du mortier.

On a constaté que le *kankar* légèrement additionné d'argile, que l'on trouve généralement aux Indes en abondance, répond bien à l'objet, et, broyé avec de la poudre de brique bien cuite, produit un mortier de qualité hydraulique.

Les essais de chantier par lesquels on éprouve la qualité du mortier comprennent :

1° Préparation d'une briquette de mortier que l'on immerge dans de l'eau après 24 heures de séchage. La briquette doit durcir dans l'eau et ne

pas s'effriter. Cet essai, grossier et rapide, donne une idée de l'hydraulicité du mortier.

2° Préparation de briquettes de forme standard et essai de ces briquettes à la tension et à la compression, à intervalles de une, deux, trois et quatre semaines après broyage du *kankar*. Ces essais donnent (s'il résulte de la méthode 1° que le mortier est de bonne qualité) une résistance minimum à la traction de 100 livres par pouce carré, et à la compression de 1.500 livres par pouce carré après quatre semaines.

Ces résistances sont considérées comme suffisantes pour les faibles fatigues tolérées dans les digues des Indes, c'est-à-dire: 8 tonnes par pied carré.

On constate qu'il n'y a pas d'infiltration d'eau à travers la digue, même pour un ouvrage de 150 pieds, et on n'a à prévoir aucun joint de dilatation. Les digues n'ont pas soulevé de problèmes du genre de ceux qui viennent d'être discutés ici, à savoir: dégagement et effets de la chaleur d'hydratation: en effet, le mortier prend très lentement et l'élévation de température pendant la prise est très faible. Il peut donner une preuve de la résistance de ce mortier: pendant la construction d'un barrage dans son pays, les crues passaient par une ouverture laissée dans le barrage et tombaient d'une hauteur de 60 pieds environ. La chute de cette nappe d'eau disloqua quelques moellons sur la face arrière, mais les joints de mortier demeurèrent intacts, quoique leur section fût incroyablement mince.

M Krishnamachar ajoute: "Avec la longue expérience que nous en possédons, nous autres, ingénieurs des Indes, estimons que le mortier *surkhi* doit être employé dans la construction des barrages, de préférence au ciment."

Récemment, lorsqu'une discussion s'éleva pour savoir si on emploierait le mortier de ciment ou le mortier *surkhi* pour construire une certaine digue, on décida finalement, après avoir consulté des experts, que l'ouvrage serait construit en mortier *surkhi*, excepté dans les parties où les contraintes sont élevées et où on emploierait du mortier de ciment.

Ce qu'il désire souligner, c'est que des recherches scientifiques systématiques sur la composition et la standardisation du mortier *surkhi* doivent être entreprises dans l'objet de permettre la construction de barrages en mortier *surkhi*, jusqu'à 300 pieds de hauteur environ en accroissant la résistance de ce mortier aux contraintes. Les limites de contraintes que l'on respecte à présent n'exigent pas une étude aussi minutieuse puisqu'elles demeurent basses. On ferait ainsi un grand pas dans la voie de la solution du problème des digues de moyenne hauteur (jusqu'à 300 pieds); au delà de 300 pieds on pourrait employer du béton de ciment.

Cette question est d'importance en raison de la pénurie de ciment et de moyens de transport qui durera, probablement, encore pendant quelques années aux Indes.

Il suggère donc l'étude de la question de la standardisation du mortier *surkhi* pour la construction de digues jusqu'à 300 pieds environ de hauteur.

M CAMPUS (*Belgique*). L'orateur désire donner quelques précisions au sujet d'allusions qui ont été faites à certains ciments belges.

Il n'existe pas en Belgique de ciments spéciaux, mais parmi les nombreuses catégories officielles de ciment existantes, on en trouve deux d'usage courant qui conviennent particulièrement bien pour la construction des barrages.

L'un, appelé ciment permétallurgique, est constitué en majeure partie, 70% au moins, par du laitier basique granulé, le surplus est du clinker



broyé avec les éléments additifs habituels pour le réglage de la durée de prise: il n'a pas une très bonne maniabilité, prend et durcit lentement et donne également des résistances relativement médiocres, mais il convient très bien pour les bétons massifs. On l'emploie couramment pour les travaux souterrains, les travaux de fondation et les travaux hydrauliques. La teneur en chaux est inférieure à 50%.

L'autre contient encore davantage de laitier, plus de 85%, très peu de clinker et une proportion de sulfate qui dépasse 5% de  $\text{SO}_3$ . La teneur en chaux totale est faible, moins de 40%. Il a, comme le premier, une faible chaleur de durcissement, inférieure à 45 calories par gramme au bout de trois jours. Elle peut même descendre en dessous de 30 cal. gr. Il n'est guère utile de déterminer l'évolution de la température au delà de cette durée.

Ces ciments ne sont pas prescrits officiellement en Belgique, mais comme on a récemment limité la teneur en chaux et la chaleur d'hydratation des ciments pour barrages, il se trouve que ce sont les seuls qui conviennent. Eventuellement, des ciments de la catégorie "ciments de hauts fourneaux normaux", spécialement préparés et contrôlés, pourraient convenir.

Un orateur a parlé de ciment de laitier obtenu sur le chantier par broyage humide: ce procédé, mis au point en Belgique, y est employé notamment pour des objets pré-fabriqués, tels que: claveaux pour les charbonnages, etc. Ce produit n'étant pas normalisé, il n'a pas été employé pour les barrages.

En résumé, la question du ciment spécial ne s'est pas posée en Belgique parce que l'on trouve sur le marché courant des produits convenables.

On s'est plutôt orienté, pour les nouveaux ouvrages, vers une amélioration de la compacité du béton en augmentant la grosseur des agrégats; pour cela on est allé jusqu'à 20 cm. et on a utilisé plusieurs catégories d'éléments réguliers, par exemple 15/20 cm., 4/6 cm., 5/10 mm., et ainsi de suite, ce qui conduit à un béton très compact, contenant relativement peu de ciment et peu d'eau. Naturellement, ces bétons sont très peu maniables et il faut utiliser la vibration pour les mettre en place. Ils ont donné d'excellents résultats: faible dégagement de chaleur en raison de la grande proportion de matériaux inertes; diminution du retrait du fait de l'existence d'une ossature minérale très serrée à volume constant; faible déformabilité, bref, les qualités que l'on attend d'un béton pour barrages.

C'est pourquoi il appuie la proposition qui a été faite de mettre à l'ordre du jour l'étude des propriétés fondamentales du béton et, notamment, de sa constitution physique.

## QUESTION No. II

### GENERAL AND INDIVIDUAL REPORTS RAPPORT GENERAL ET RAPPORTS INDIVIDUELS

R.G. — H	BO HELLSTRÖM		( English text )
R.G. — D	BO HELLSTRÖM		( Texte Français )
R. 11	LEA	Great Britain	Grande-Bretagne
R. 14	HÅKANSON	Sweden	Suède
R. 16	VENABLES	Australia	Australie
R. 20	LÖFQUIST	Sweden	Suède
R. 21	MARY	France	France
R. 24	HOON	India	Indes
R. 25	LOSSIER	France	France
R. 26	C. DE LANGAVANT	"	"
R. 27	G. DE LANGAVANT	"	"
R. 28	LHOPITALIER & MOMOT	"	"
R. 30	JUNTILA	Finland	Finlande
R. 43	GRÖNER	Norway	Norvège
R. 44	STEELE	United States	Etats-Unis
R. 47	MEISSNER	"	"
R. 50	TYLER	"	"
R. 59	LALIN	Sweden	Suède
R. 60	KALLAUNER	Czechoslovakia	Tchécoslovaquie
R. 61	RAWHOUSER	United States	Etats-Unis
R. 62	BLANKS & PRICE	"	"
R. 63	ROYEN	Sweden	Suède



TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

EXPERIENCES ARISING FROM THE TESTING AND  
THE ACTUAL USE OF SPECIAL CEMENTS FOR LARGE DAMS\*

PROFESSOR B. HELLSTRÖM

*Dr. Engineer, M.I.V.A., M.I.C.E., M.A.S.C.E.*

TABLE OF REPORTS

I — METHODS OF TESTING CEMENT FOR PROPERTIES OF IMPORTANCE FOR  
LARGE DAMS

- Report No. 11 — Special Cements for Large Dams, by F. M. Lea, Great Britain.*  
*Report No. 50 — A Program for Cement Research of Significance to Builders of Large Dams, by I. L. Tyler, U.S.A.*  
*Report No. 21 — The Influence of the Fineness of Cement on the Permeability of Concrete, by M. Mary, France.*  
*Report No. 27 — Measurement of the Heat of Hydration of Cements by means of the Thermos Flask Method, by C. de Langavant, France.*  
*Report No. 28 — Determination of Granulometry of the Cement, by F. Lhopitalier and Ch. Momot, France.*  
*Report No. 60 — Methods of Testing Special Cements, by O. Kallauner, Jun., Czechoslovakia.*

II — GENERAL PRINCIPLES FOR A STANDARD SPECIFICATION OF SPECIAL  
CEMENTS FOR LARGE DAMS

- Report No. 14 — General Principles for a Specification of Special Cements, by P. Håkanson, Sweden.*

III — EXPERIENCE OF THE USE OF SPECIAL CEMENTS IN LARGE DAMS

- Report No. 26 — Use of Special Cements as Construction Material for Large Dams in France, by C. de Langavant, France.*

- Report No. 44 — Concrete in Large Dams, Past, Present and Future*, by B. W. Steele, U.S.A.
- Report No. 61 — Temperature Control of Mass Concrete to prevent Cracking*, by C. Rawhouser, U.S.A.
- Report No. 16 — Experience in the Use of Low Heat Cement*, by F. de L. Venables, Australia.
- Report No. 24 — The Use of Kankar Lime as Building Material for Major Engineering Works*, by R. C. Hoon, India.
- Report No. 30 — The Use of Blast Furnace Slag Cement for Large Concrete Dams*, by A. Junttila, Finland.
- Report No. 43 — Experience of the Use of Special Cements for Dams in Norway*, by Chr. F. Gröner, Norway.
- Report No. 20 — Comparison between a Low-heat and a Standard Cement*, by B. Löfquist, Sweden.
- Report No. 63 — Report on Actual Observations of Hydraulic Structures Built with Low Heat Cement*, by N. Royen, Sweden.

IV — VARIOUS SUBJECTS SUCH AS AIR-ENTRAINING AGENTS, REACTIVE AGGREGATE, HIGH-ALKALI CEMENT AND EXPANDING CEMENT

- Report No. 62 — New Developments in Concrete and Applications in the Design and Construction of Concrete Dams*, by R. F. Blanks and W. H. Price, U.S.A.
- Report No. 47 — Expansive Cracking in Concrete Dams Caused by Reactive Aggregate and High-alkali Cement* by H. S. Meissner, U.S.A.
- Report No. 59 — Admixtures for the Purpose of Improving the Workability of Concrete*, by G. S. Lalin, Sweden.
- Report No. 25 — Expansive Cements*, by H. Lossier, France.

## EXPERIENCES ARISING FROM THE TESTING AND THE ACTUAL USE OF SPECIAL CEMENTS FOR LARGE DAMS

Twenty reports from eight countries, viz. Czechoslovakia, Finland, France, Great Britain, India, Norway, Sweden and the U.S.A. have been submitted on Question 11 "experiences arising from the testing and the actual use of special cements for large dams". On broad lines these papers can be divided into the following four groups:

I — Methods of testing cement for properties of importance for large dams. Report Nos. 11, 50, 21, 27, 28 and 60.

II — General principles for a standard specification of special cements for large dams. Report No. 14.

III — Experience of the use of special cements in large dams. Report Nos. 26, 44, 61, 16, 24, 30, 43, 20 and 63.

IV — Various subjects such as air-entraining agents, reactive aggregate, high-alkali cement and expanding cement. Report Nos. 62, 47, 59 and 25.

Although some of the papers deal with more than one of these headings, for the sake of convenience they are examined in the groups indicated above.

### I — METHODS OF TESTING CEMENT FOR PROPERTIES OF IMPORTANCE FOR LARGE DAMS

*Report No. 11 — Special Cements for Large Dams, by F. M. Lea, Great Britain*

The requirements for cements for large dams are surveyed in relation to their fineness, heat evolution, and resistance to leaching by pure or slightly acidic waters and the extensibility and creep characteristics of concrete. The results of comparative tests made in different countries on the fineness and heat evolution of cements, are reported, and a good degree of reproducibility found to exist. An account is given of the new air permeability method for determining the specific surface of cements, which offers advantages over other methods for measuring fineness and has been adopted in Great Britain and the U.S.A. A British Standard for low-heat Portland cement was issued early in 1947 and its requirements are reviewed. Brief mention is made of the results of work carried out on Portland blast-furnace and pozzolanic cements in relation to mass concrete construction and on the testing of the latter. Finally a list is given of dams under construction or projected in Great Britain.

*Report No. 50 — A Program of Cement Research of Significance to Builders of Large Dams, by I. L. Tyler, U.S.A.*

This paper reviews an exhaustive investigation of Portland cement involving 27 commercial cements covering wide ranges in composition (all five ASTM Types C150-40T) and produced in widely separated cement producing areas in United States. The primary purpose is to study the performance of concrete with respect to characteristics of the cements. The program includes the close observation of the cements during manufacturing; the exceptionally complete testing of the cements; and the use of the cements in full-size concrete structures, in near job-size structures and in laboratory specimens. By observation and study of the structures and specimens over a period of years the performance will be evaluated in terms of measurable properties of the cements.

Preliminary indications confirm the generally accepted ideas regarding the effects of cement content and water-cement ratio on resistance of concrete to weathering. With regard to comparisons of cements, it appears that air-entrainment will be one of the major factors. After six years exposure under severe conditions of weathering the most vulnerable concretes (lean mixes and high water-cement ratios) are showing marked deterioration except for those made with air-entraining cements. Favourable effects of air-entrainment are shown for other exposures. Results of preceding investigations on resistance of concrete to sulphate-bearing soils are substantiated by one phase of the investigation in which cements of ASTM Types II, IV and V are shown to be superior in resistance to sulphate attack.

*Report No. 21 — The Influence of the Fineness of Cement on the Permeability of Concrete, by M. Mary, France*

This report deals with the results of tests concerning seepage of water through concrete.

It shows at first that tests of permeability carried out on various samples of as identical a texture as possible offer considerable differences. To draw sound conclusions from a series of tests, it is necessary to set up a very great number of specimens absolutely alike and draw statistical curves.

When the proportion of inert elements, the finest of which are around 1/10 mm. only varies, the grouping zones of the data obtained do not show a sufficient differentiation to assert that one gradation of aggregate is better than another with regard to permeability.

On the other hand, highly characteristic test series have distinctly shown that the most important fact in the permeability of concrete lies in the degree of fineness of cement.

Moreover, it has been proved that water does not run through cement paste; the overlapping and entanglement of crystals is sufficient to prevent the seepage of water, however, fine the grains of cement might be; the tiny seepage channels which allow the flow of water occur at contact points of cement particles and inert particles; the finer the particles of cement the narrower the channels and richer the mix the less continuous they are.

Finally, it has been noticed that the imperviousness of the compact paste has only a secondary part in the watertightness of structures as leakage occurs rather as a sequence to great imperfections in the handling, placing and curing operations. But imperviousness is of great importance in resisting both disintegration and frost action. It is there where the importance of fine grinding appears which makes easier handling and better utilization of the material with regard to its resisting properties.

*Report No. 27 — Measurement of the Heat of Hydration of Cements by means of the Thermos Flask Method, by C. de Langavant, France*

The calibration of the Dewar testing instruments, used for the thermos flask method, must be done by observations of steady conditions (calibration cylinder electrically heated). The coefficient of loss may be adjusted in order to obtain by the thermos flask method the same values of hydration heat as by the dissolution method.

The method is reliable and very simple to use. When used with an air temperature control meter, it gives the possibility to determine the evolution

of hydration heat when the cement is submitted to heating conditions arbitrarily chosen. Therefore, the adiabatic instruments become unuseful.

The test can be used as a rapid control of cements on delivery.

*Report No. 28 — Determination of Granulometry of the Cement*, by P. Lhopitalier and Ch. Momot, France

The purpose of the paper is to study the Wagner turbidimeter and the Pearson and Sligh flurometer in an endeavour to establish a relation between their indications and a physical reality.

Both devices give each a figure for the percentage (in weight) of grains below a given size, and these two figures are not always in good agreement.

A process has been found to count under the microscope with a high accuracy, which permits to draw the granulometrical curves from 15  $\mu$ . Several cements were tested which had been tested before with the turbidimeter and the flurometer and figures obtained were compared for grain sizes below respectively 15, 30 and 45  $\mu$ .

A study of the results has shown that the flurometer is always in agreement with the microscope while the turbidimeter is distinctly away for certain cements.

It may be said that two good means are available to know the granulometry of a cement quicker and with the same physical meaning as with the microscope:

(1) To know the results of measurements at the three nozzles of the flurometer giving the segregation to 15, 30 and 45  $\mu$ .

(2) To know the granulometrical curve of the turbidimeter which is quite similar to the curve obtained with the microscope and to know the result of the segregation 30  $\mu$  with flurometer, to locate this curve in height, since the turbidimeter sometimes gives a false position.

It may be admitted that the displacement of the turbidimeter comes from the fact that  $c$  is not regourously constant in the formula:

$$S_d = c (\log I_o - \log I_d)$$

The experiences made in the course of this study show better the operation of the flurometer.

The indications given by the permeabilimeter cannot be related to those of the other devices mentioned above. They appear to be loose from any physical reality. This apparatus may be used as a detector but cannot take the place of one of the devices above to compare various cements. It may be used, however, as before to find out whether a statistic could not bring out a simple relation between the specific surface obtained with the permeabilimeter and any other interesting property of the cement.

*Report No. 60 — Methods of Testing Special Cements*, by O. Kallauner, Jun., Czechoslovakia

Before the last war special cements were not used in Czechoslovakia for large dams, but proposals are now made to use Portland blastfurnace cement consisting of 50 per cent Portland cement clinkers and 50 per cent blastfurnace basic slag. Various methods used in testing cement are described in the report.



## II — GENERAL PRINCIPLES FOR A STANDARD SPECIFICATION OF SPECIAL CEMENTS FOR LARGE DAMS

*Report No. 14 — General principles for a Specification of Special Cements, by P. Håkanson, Sweden*

In this report a summary is given of the inquiry made in 1938 by the International Sub-committee on Special Cements for Large Dams for the purpose of recommending certain general principles to be laid down in a Specification for Special Cements for Large Dams. The report deals with heat of hydration, strength, setting time, soundness, fineness, solubility, shrinkage and creep, composition of Portland cements, low heat cements others than Portland, permeability and workability. The report forms the end of the work carried out so far by the International Sub-committee on Special Cements for Large Dams<sup>1</sup>. The Sub-Committee in question has, according to a decision taken at the Executive Meeting at Scheveningen on the 3rd September, 1947, changed its name into "The International Sub-committee on Concrete for Large Dams" and will, consequently, in future be dealing only with questions regarding concrete, including cements.

## III — EXPERIENCE OF THE USE OF SPECIAL CEMENTS IN LARGE DAMS

*Report No. 26 — Use of Special Cements as Construction Material for Large Dams in France, by C. de Langavant, France*

Provisions had been made in France before the war to use slag cement as a construction material for several important dams. On account of difficulties brought on by the war, it has been necessary to modify this program and excellent results were obtained by using an artificial cement containing a very small quantity of aluminium and made according to the "double baking process". Available quantities of this cement are, however, too small to use it as a common construction material for all the dams planned.

The attention of the French Design Services has been drawn to the utilization of a new process of manufacturing the cement on the field by a wet grinding of the slag.

With this process, whilst consuming the same amount of power as for the grinding of a normal slag cement, it is possible to obtain a cement, the specific fineness of which is about double. This cement has the proper qualities of a normal slag cement, namely: durability and low heat of hydration. Moreover, unlike ordinary slag cement, it presents a great workability owing to its high degree of fineness and gives the possibility of making highly strong and watertight concrete.

This process will be applied by "Electricité de France" for the construction of large dam in the Massif Central Mountains.

*Report No. 44 — Concrete in Large Dams, Past, Present and Future, by Byram W. Steele, U.S.A.*

Since the formation of the International Commission on Large Dams in 1928, and especially since the second meeting in 1936, disintegration in

1. This Committee has previously issued a report presented at the 2nd Congress on Large Dams held in Washington in 1936 which is published in the Transactions from that Congress.

concrete has modified the conception of concrete engineers relative to the importance of the various ingredients in concrete. A survey of the dams built in recent years has led to the conclusion that in so far as the cement content is concerned one of the most important features of dam design for future consideration is the elimination of volume change with its attendant cracking. This can best be accomplished by the reduction in cement content and the use of refrigeration in the manufacture of the concrete. The accelerated rate of deterioration in concrete structures throughout the United States in the past twenty-five years calls for an exhaustive analysis of all the causes of deterioration rather than too much highly specialized investigations of one or two particular short-comings in the concrete. In other words, what concrete, by and large, needs is to be investigated by clinic methods in much the same manner as a human being is treated under modern methods of diagnosis.

In the past, certain standardized tests were developed as acceptance tests for the various ingredients of concrete and were used more or less blindly until the resulting concrete product has proved conclusively that the tests were so drastically inadequate as to demand reconsideration. It is now recognized that an entirely new technique of investigation should be substituted for the old if we are to avoid in the future the pitfalls in the past. Reduction in volume change and the attendant cracks which are the entering wedges of future deterioration demand that the cement and water contents per cubic yard be reduced; the sand grading and its uniformity be improved so as to be capitalized on the value of air-entrainment and reduction in bleeding; that more care shall be used in the selection of the aggregate to avoid all types of deterioration such as are now in evidence from reactive aggregate troubles, non-compatible thermal properties and the early deterioration due to argillaceous limestones and dolomites. Refrigeration of the mixing water and the use of ice in the mixture will play an important part in the control of the initial and final temperatures of concrete in the future. Monolithic dam construction (Prepakt concrete) such as used in the repair of Barker Dam offers some attractive possibilities in avoiding many of the basic weaknesses that are all too evident in dams constructed in the past twenty-five years.

*Report No. 61 — Temperature Control of Mass Concrete to prevent Cracking,*  
by C. Rawhouser, U.S.A.

Cracking of mass concrete, caused principally by changes in temperature, is dependent on the magnitude of temperature change, coefficient of thermal expansion, sustained modulus of elasticity, degree of restraint, and strength. Of these factors, temperature change is the most important, and, fortunately, most susceptible to control. Usual temperature conditions associated with mass concrete construction are of the nature which induces cracking. These unfavourable temperature conditions and their causes are given, in considering them as a basis for application of preventive measures. Improvement of temperature conditions usually is accomplished through one or a combination of the following measures: placing concrete at low initial temperature; attempting to remove heat of hydration as rapidly as it generated, thereby reducing the temperature rise; removing excess heat during the construction period by artificial cooling; preventing development of unfavourable temperature gradients in the structure; and producing temperature gradients which will oppose the development of tensile stress in regions where cracks normally start.

The procedures used to control the temperature of the concrete through the above-mentioned measures are indicated. Examples of procedures used

in specific instances and results obtained are cited. Initial temperatures may be lowered by cooling the concrete materials and by substituting ice for part or all of the added mixing water. Excess heat may be removed by artificial cooling. The most effective means of cooling the concrete is with an embedded-pipe cooling system through which cold water is circulated. Pipe spacing, start of cooling, and the use of either river water or refrigerated water as the cooling medium may be varied to suit the purpose. The cooling system is made up of a number of embedded coils in parallel, served by supply and return headers. The coils are of 1-inch outside diameter, thin-wall metal tubing about 800 ft. long. The tubing is placed on the rock foundations and on the top of each 5-foot lift. Horizontal spacing is usually between 2 ft. and 6 ft. The velocity of flow of the cooling water through the embedded coils is not less than 2 ft. per second. Advantages are given of cooling the concrete artificially and of use of the embedded-pipe system. Complete cost of actual installations, including all labour and material costs chargeable to cooling, varied from \$ 0.13 to \$ 0.55 per cubic yard of concrete cooled.

*Report No. 16 — Experience in the Use of Low Heat Cement, by F. de L. Venables, Australia*

The Metropolitan Water Sewerage and Drainage Board of Sydney commenced to use low heat cement in 1935 with the object of gaining experience in the material, ultimately to make use of it in the construction of a very large dam on the Warragamba River. The material was used for reinforced and unreinforced concrete structures and for the completion of Woronora Dam. In the original project for Woronora Dam vertical contraction joints were provided at 90 ft. intervals. During the construction of the dam intermediate joints were provided. The dimensions of the dam were such that special apparatus for removing heat of hydration was not required, but after completion of the work cracks appeared as downward extensions of the intermediate contraction joints. These cracks have remained absolutely watertight. The leakage through the contraction joints is everywhere negligible.

The cement used by the Board is supplied to a specification based, with slight modifications, on that used for Boulder Dam.

A statistical analysis of concrete test results was commenced in 1941, covering tests made between 1938 and 1941. Equations were derived expressing the relation between compressive strength and the water-cement ratio by volume, and graphs showing the fluctuating trend of the compressive strength of concrete and of cement were prepared. The evidence shows that cement specifications of the type now widely used allow considerable variations in mean strength and other properties, and do not ensure stable mean values subject only to random variations within acceptable limits.

*Report No. 24 — The Use of Kankar Lime as Building Material for Major Engineering Works, by R. C. Hoon, India*

Lime as a material of construction has been in use in India since pre-historic times. For its strength and suitability, it depends on argillaceous impurities either inherently present in it or subsequently added in some suitable form. *Kankar* is a naturally occurring form of impure limestone found in many parts of India which, being mainly composed of calcium carbonate and argillaceous constituents intimately mixed, is eminently suitable for burning to a type of lime ready for use as, or in, mortar. It

occurs at different depths of the soil crust either in modular form or as consolidated mass and its formation in the sub-soil is attributed, amongst other causes not yet fully explored, to seasonal fluctuation of the sub-soil water in soils rich in bicarbonate content.

The hydraulicity of *kankar* lime is due to the presence in it of calcium silicate and aluminate compounds formed by the action of calcium oxide and earthy impurities during the burning of *kankar*. The usual forms of kilns and other conditions of burning are described.

*Kankar* lime is a form of special cement. The mortar hardens as a result of hydration and carbonation and although the development of strength in the initial stages is comparatively poor, the ultimate strength compares very favourably with ordinary cement mortars. Their hydraulicity is augmented considerably by adding a suitable proportion of pozzolanic material such as powdered-burnt brick (*surkhi*).

The more commonly used *kankar* lime *surkhi* mixes and the details of the lime mortars used in the construction of some dams and other major irrigation works, are briefly described. The results of some of the more recent research work relating to *kankar* limes are discussed briefly and the need of further work stressed, with a view to standardization and ensuring that the strength and stability required at any work will be forthcoming from the material and proportion employed.

*Report No. 30 — The Use of Blast Furnace Slag Cement for Large Concrete Dams*, by A. Junttila, Finland

An investigation has recently been started in Finland to study the possibility of using blast furnace slag cement for large dams. Details are given of the requirements according to the Finnish Cement Specifications and of tests made so far. These have confirmed the opinion that  $Al_2O_3$  quantity has a remarkable influence on the quality of the slag cement.

*Report No. 43 — Experience of the use of Special Cement for Dams in Norway*, by Chr. F. Gröner, Norway

Special cements have been used in Norway in dams built of reinforced concrete but not in mass gravity dams. The reason for the use of special cements has not been to obtain a low heat of hydration but to get a cement which may resist the attack of acid water better than Portland cement. Experiences of the use of various kinds of cements are given and it is stated that there is no visible difference in the concrete made of special cement and the concrete made of Portland cement.

*Report No. 20 — Comparison between a Low-heat and a Standard Cement*, by B. Löfquist, Sweden

An investigation of the standard and LH-cements used in Sweden, as regards their tendency to crack formation in heavy concrete structures, has been carried out by the State Power Board. The investigation included the heat evolution and the adiabatic temperature rise and its dependence upon the casting temperature, the course of the temperature and the proportions of the mix. Measurements were likewise carried out in connection with the specific heat and diffusivity of concrete with different aggregates. The changes of volume during hardening of moisture insulated concrete prisms were measured with a slow temperature sequence corresponding to the conditions in a two-meter thick vertical concrete slab. It was hereby

confirmed that concrete has a tendency to swell as the temperature rises. The coefficient of expansion was found to be  $0.000012/^\circ\text{C}$ . The coefficient of contraction was  $0.000007/^\circ\text{C}$ . for concrete with standard cement and  $0.000006/^\circ\text{C}$ . for concrete with LH-cement.

Measurements were made relating to the elastic and plastic deformation and the extensibility under the same strain history as that encountered in a two-meter thick, long concrete slab cast vertically on rock. During the temperature rise, expansion was restrained and the concrete was subjected to a residual, plastic compression. This constituted 80 per cent of the total compression for concrete with standard cement and 90 per cent for concrete with LH-cement. Furthermore, long-duration tests determined the relation between the elastic and plastic parts of the tension set up during the cooling period. By means of short-time tests the magnitude of the elastic part of the tension at rupture was determined, and from this the total extensibility under slow conditions of tension was ascertained. During the first few weeks the extensibility is somewhat lower, but subsequently appears to be somewhat higher with LH-cement than with standard cement. Concrete with LH-cement is subjected to less tension owing to the lower temperature rise, so that the risk of crack formation is less than with standard cement. According to the investigation, the numerical difference was found to be about 30 per cent.

*Report No. 63 — Report on Actual Observations of Hydraulic Structures Built with Low-heat Cement, by N. Royen, Sweden*

The report consists of a summary of results obtained from investigations made during an inspection journey to certain hydraulic concrete structures belonging to the State. In a table various data are given relating to differences of construction, the years when the plants were completed, brand and ingredients of the cement and defects observed in the concrete.

#### IV -- VARIOUS SUBJECTS SUCH AS AIR-ENTRAINING AGENTS, REACTIVE AGGREGATE, HIGH-ALKALI CEMENT AND EXPANDING CEMENT

*Report No. 62 — New Developments in Concrete and Applications in the Design and Construction of Concrete Dams, by R. F. Blanks and W. H. Price, U.S.A.*

This paper discusses briefly the benefits of purposefully entraining air in concrete; the use of pozzolans for counteracting the expansive cracking of concrete resulting from a reaction between the alkalies in the cement and certain siliceous aggregates; the use of the vacuum process, absorptive form lining, and perforated forms for the improvement of concrete surfaces; and the advantages of concrete made by packing aggregates in the form to be filled and then filling the voids with a sand-cement grout.

The purposeful entrainment of air in concrete improves the workability, reduces the water requirement, improves the durability and resistance to sulphate attack, and permits the use of less cement where strength is not a consideration which results in less heat generation. The entrained air does not increase the permeability of the concrete for the percentages commonly used. The strength and abrasion resistance of air-entrained concrete is proportional to the ratio of the absolute volume of air plus water to cement in the concrete.

Aggregates from many localities in the United States have caused disruptive expansion when combined with cements high in sodium and potassium. Such disruptive expansion has occurred in dams on the lower Colorado River below Hoover Dam. It has been found that a calcined reactive siliceous material and other reactive pozzolanic materials will counteract this expansion. In the construction of Davis Dam, 20 per cent pozzolan by weight in the cement will be employed to prevent expansion resulting from alkali-aggregate reaction. In connection with the information presented on pozzolan, the results of strength tests made on 22 in. diameter cores drilled from test blocks containing various amounts of pozzolan are given. These tests show no gain in strength after 2 years for mass concrete in large dams.

The strength and erosion resistance of concrete surfaces have been materially improved through the use of the vacuum process, absorptive form lining and perforated forms. The improvement in all cases is accomplished by the removal of water and air voids from near the surface. These methods are expensive and cost about 25 c./sq. ft. of area treated.

The "Prepakt" method of concrete construction has been employed in the repair of many dams. In this method the aggregate is packed in the form and the voids in the aggregate grouted with a sand-cement grout. The method is particularly applicable to underwater construction as the grout will replace the water in the voids among the aggregate particles without dilution. This concrete has high bonding properties and less drying shrinkage than regular concrete. It is being proposed for the construction of large concrete dams because of the advantages which can be gained in lower heat generation and better control of artificial cooling of the mass.

*Report No. 47 — Expansive Cracking in Concrete Dams Caused by Reactive Aggregate and High-alkali Cement, by H. S. Meissner, U.S.A.*

Expansive reaction between aggregate and high-alkali cement has been found responsible for a random pattern type of cracking and noted on a number of concrete dams. This has been related to the use of cement containing upwards of 1 per cent or more total sodium and potassium oxides, together with aggregates containing reactive constituents. To date, recourse has been sought, where reactive aggregates must be used or their presence suspected, in cements of low-alkali content; i.e. restricted to less than 0.60 per cent sodium equivalent. As information on this subject has accumulated, some doubt has arisen that a cement with alkalis approaching this limit will in all situations entirely avoid latent reactive expansion. Consideration is, therefore, being given to the use of pozzolanic additions to concrete mixes, or the use of finished Portland pozzolan cements, since it has been found that such active siliceous materials effectively inhibit the deleterious expansion resulting from the reaction between cement and aggregate.

Opal, acid volcanic rocks, silicate glasses, chalcedony, some phyllites and tridymites are among the rocks and minerals so far identified as reactive aggregate. They may be recognized by an experienced petrographer when making a thorough examination of a prospective aggregate for concrete and the potential reactivity of the aggregate may thus be noted. Otherwise, the aggregate may be combined with a high-alkali cement and fabricated into mortar bars, which are stored in sealed containers held at 100F., in order to determine whether or not the combination is expansive. Since this mortar bar test, although fairly reliable, requires considerable time for results to be secured, efforts have been directed towards the development of a speedier chemical test. A test which involves the determination both of silica released

by the aggregate and of the reduction in alkalinity of a caustic solution, in which the aggregate is treated, now shows considerable promise.

*Report No. 59 — Admixtures for the Purpose of Improving the Workability of Concrete, by G. S. Lalin, Sweden*

The report is a brief account of experience gained with the use of admixtures to concrete — one powdered and one lathering admixture. The workability of the concrete is of great importance and should be aimed at even, to some extent, at the cost of compressive strength. The influence of the admixtures on the frost impregnability is also discussed.

*Report No. 25 — Expansive Cements, by H. Lossier, France*

Since 1925, the author has considered the following method: "Create an automatic expansion of concrete in all directions, then use its energy to stretch the reinforcing steels to act as screwjacks against either masonry structures or soils, or in any other way."

A French firm manufactures now expansive cement made up of three stable elements: an artificial Portland (base) a sulphoaluminous cement (factor of expansion) and usually a slag (acting as a stabilizer of expansion through absorption of hydrated calcium sulphate).

Two sorts of products:

(1) "Slightly expansive" cement of pure paste, called "unshrinkable", having 3-4 mm. per meter of initial expansion, which is noticeably equal to shrinkage.

(2) "Expansive" cement, of pure paste, with an initial expansion of 10-25 mm. per meter.

Characteristics of these cements: stabilized expansion which can be regulated both in intensity and duration, the expansion may reach  $\frac{L}{20}$  with pure paste; the duration of expansion may be regulated between 24 hours and 30 days, usually regulated between 10 and 15 days for pure paste, samples immersed in water to let the cement reach a sufficient strength without having too great an effect on the execution.

When stored in dry atmosphere, after humidifying, expansive cement has a shrinkage comparable to Portland cement. Its compressive strength decreases first, then exceeds that of the base cement.

Expansion of concrete increases with the cement content: it decreases when stresses are applied.

With equal cement content, the watertightness of expansive cement is higher than for Portland cement.

Expansion is regulated by stopping the humidification; swelling decreases, then ceases after a few days.

In thick elements holes must be left open in the mass to allow the penetration of water.

Use of expansive cements is not yet allowed in France for work in sea-water.

They are susceptible of alteration through contact with air. Not to be used with aggregates containing sulphates.

It is necessary to determine experimentally the dynamical expansive curve for each concrete mixture as the ratio of stresses and strains is not always constant while expansion takes place.

Many applications have already been made in France: repairs of destroyed structures, casting of crown section of arches, foundation works, penstocks, foundation wells and piles, linings for roads and airfield-runways.

Possible applications to dams:

Arch-dams: shrinkage and deformation compensation by expansive voussoirs of appropriate shape.

Gravity dams: shrinkage compensation, sealing on rock.

Sealing of penstocks and any type of anchorages.

### CONCLUDING REMARKS AND POINTS FOR DISCUSSION

At the Second Congress on Large Dams in Washington in 1936 the International Sub-committee on Special Cements submitted an interim Report on methods of testing cement with reference to such properties as were considered of importance for large dams, viz. heat of hydration, action on cement by water percolating through concrete, shrinkage, permeability and workability. Reports presented at this congress by Messrs Lea (No. 11), Tyler (No. 50), Mary (No. 21), de Langavant (No. 27), Lhopitalier and Momot (No. 28), and Kallauner (No. 60) deal with the same questions. In these reports a check has been made on methods previously suggested and new points of view have been discussed.

Dr. Lea's report briefly mentions the results of work carried out on Portland cement blastfurnace and pozzolanic cements. Mr. Junttila's report (No. 30) also deals with blastfurnace slag cement. In this connection Dr. Hoon's report (No. 24) regarding the use of *Kankar* lime should be mentioned. This report will particularly be of interest in connection with dams to be constructed in India.

At the meetings of the Sub-committee held after the 2nd Congress efforts were made to lay down principles which could be applied and adopted by engineers who had to prepare specifications for special cement. A summary of the various national reports submitted is given by Mr. Håkanson (No. 14). Members will no doubt find Mr. Håkanson's report particularly useful when a standard specification for low-heat cement has to be drawn up.

It is gratifying to note that many reports deal with the experience of the use of special cements in large dams. This question is treated by Messrs de Langavant (No. 26), Rawhouser (No. 61), Venables (No. 16), Gröner (No. 43), and Royen (No. 63). These reports show that engineers all over the world are now taking great interest in using and studying the behaviour of special cements.

Mr. Steele (No. 44) presents an interesting review regarding past, present and future problems as far as concrete in large dams is concerned, and Mr. Löfquist (No. 20) has made a thorough investigation for the purpose of comparing standard cement and low-heat cement. He finds that low-heat cement is subjected to less tension owing to lower temperature rise so that the risk of crack formation is less than for standard Portland cement. The numerical difference was found to be about 30 per cent.



At the meeting of the Sub-committee at Scheveningen on the 2nd September, 1947, the following general program was submitted from which subjects for future investigations could be chosen.

1. Fundamental research
  - (a) Physical structure of concrete
  - (b) Elastic and plastic properties
2. Physical behaviour of concrete in large masses
  - (a) Extensibility and cracking
  - (b) Measurement of internal strain, temperature and humidity
3. Interaction between cement and aggregate in concrete
  - (a) Alkali reactions
  - (b) Other chemical interactions
4. Surface treatment of concrete for dams
  - (a) Vacuum treatment
  - (b) Absorptive formlining materials
5. Pozzolanas and natural cements

Two other questions should also be mentioned in this connection, viz.

6. A code of permissible unit stresses for use in dam design including a discussion of the minimum economic cement content per unit volume which is necessary to prevent concrete deterioration, and

7. Factors of safety in relation to computed three-dimensional working stresses.

At the meeting of the Sub-committee on the 2nd September 1947, it was also decided that members should be invited to report on any of the above-mentioned subjects to this meeting. Such reports have been prepared by Messrs Blanks and Price (No. 62), Meissner (No. 47), Lalin (No. 59) and Lossier (No. 25). Since the reports just mentioned are printed and already in your possession I will not take up space and time by quoting them in detail but wish to refer to the summaries given previously in this report

At the Executive Meeting of the International Commission on Large Dams at Scheveningen on the 3rd September 1947, the name of the International Sub-committee was altered to "The International Sub-committee on Concrete for Large Dams".

I would suggest that the discussion here today particularly be devoted to questions concerning the future work of the Sub-committee. In this connection I would particularly refer to the reports just mentioned above (Nos. 62, 47, 59 and 25), and also to the items mentioned in the above program, Nos. 1 to 7. The International Sub-committee on Concrete for Large Dams will meet at Trollhättan on the 17th June 1948. It would then be of interest to the Sub-committee to have the views of the members on the question of suitable subjects for future research work to be undertaken by the Sub-committee.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

ENSEIGNEMENTS RÉSULTANT DE L'UTILISATION  
DES METHODES D'ESSAI ET DE L'EMPLOI DES CIMENTS  
SPÉCIAUX POUR GRANDS BARRAGES

RAPPORTEUR GÉNÉRAL : Professeur B. HELLSTRÖM  
*Dr. Ing., M.I.V.A., M.I.C.E., M.A.S.C.E.*

La Question 11: " Enseignements résultant de l'utilisation des methodes d'essai et de l'emploi des ciments spéciaux pour grands barrages " a fait l'objet de vingt rapports, présentés par huit pays différents: Etats-Unis, Finlande, France, Grande-Bretagne, Inde, Norvège, Suède et Tchécoslovaquie. Ces rapports peuvent être répartis en quatre groupes:

I — Méthodes d'essai des ciments, pour les propriétés intervenant dans les grands barrages ( Rapports 11, 50, 21, 27, 28 et 60 ).

II — Principes généraux d'une normalisation des ciments spéciaux pour grands barrages ( Rapport 14 ).

III — Expérience pratique de l'emploi des ciments spéciaux dans les grands barrages ( Rapports 26, 44, 61, 16, 24, 30, 43, 20 et 63 ).

IV — Sujets divers tels que: agents favorisant l'incorporation de l'air, agrégats réactifs, ciments à hautes teneurs en éléments alcalins et ciments expansifs ( Rapports 62, 47, 59 et 25 ).

Bien que certains de ces rapports portent simultanément sur plusieurs des questions ci-dessus, ils ont été incorporés dans cette classification.

I — METHODES D'ESSAI DES CIMENTS, POUR LES PROPRIÉTÉS  
INTERVENANT DANS LES GRANDS BARRAGES

*Rapport N° 11 — Ciments spéciaux pour grands barrages, par F. M. Lea, Grande-Bretagne*

L'auteur examine les exigences auxquelles doivent satisfaire les ciments pour grands barrages en ce qui concerne la finesse, le dégagement de chaleur,

la résistance à l'action des eaux pures ou légèrement acides et les caractéristiques de déformation du béton. Il expose les résultats d'essais comparatifs effectués dans différents pays sur la finesse et le dégagement de chaleur des ciments et constate qu'il se manifeste ici une bonne concordance. Il aborde l'exposé de la nouvelle méthode de la perméabilité à l'air pour la détermination de la surface spécifique des ciments, qui offre certains avantages par rapport à d'autres méthodes pour la mesure de la finesse et a été adoptée en Grande-Bretagne et aux Etats-Unis. Une norme a été publiée au début de 1947 en Grande-Bretagne pour le ciment Portland à faible chaleur de prise, et l'auteur passe en revue les prescriptions qu'elle contient. Il mentionne brièvement les résultats des recherches effectuées sur le ciment Portland de laitier et sur les ciments pouzzolaniques du point de vue des ouvrages massifs et des essais correspondants. On trouvera enfin dans ce rapport une liste des barrages en cours de construction ou en projet en Grande-Bretagne.

*Rapport N° 50 — Programme de recherches sur les ciments intéressant les constructeurs de grands barrages, par I. L. Tyler, Etats-Unis*

Ce rapport expose des recherches très poussées actuellement en cours sur vingt-sept ciments Portland commerciaux couvrant une large gamme de compositions, dans le cadre des cinq types C150-40T de l'ASTM; ces ciments sont fabriqués dans des régions très différentes des Etats-Unis. Le but principal de ces essais est l'étude du comportement du béton en fonction des caractéristiques du ciment. Ils comportent le contrôle rigoureux des ciments au cours de leur élaboration, l'essai extrêmement complet des ciments et leur emploi dans des ouvrages en béton de dimensions normales, de même que dans des ouvrages secondaires et sous forme d'éprouvettes de laboratoire. L'observation des ouvrages et l'examen des éprouvettes pendant une période de plusieurs années permettront d'apprécier le comportement du béton en fonction des propriétés mesurables des ciments.

Les premières indications confirment les conceptions généralement admises sur l'influence de la teneur en ciment et du rapport eau-ciment sur la résistance du béton au vieillissement. Il semble par ailleurs que l'entraînement d'air constitue l'un des facteurs essentiels en matière de comparaison entre les ciments. Après six ans d'exposition dans des conditions sévères, les bétons les plus vulnérables (mélanges maigres et valeurs élevées du rapport eau-ciment) accusent une détérioration très marquée, à l'exception de ceux qui ont été fabriqués avec des ciments à entraînement d'air. Les effets favorables de l'entraînement d'air sont mis en évidence dans d'autres conditions d'exposition. Les résultats des études précédentes sur la résistance du béton à l'action des sels contenant des sulfates sont confirmés par une phase de recherches au cours desquelles les ciments des types ASTM II, IV et V se révèlent supérieurs du point de vue de la résistance à l'action des sulfates.

*Rapport N° 21 — Influence de la finesse du ciment sur la perméabilité du béton, par M. Mary, France*

Ce rapport expose les résultats d'essais de filtration d'eau à travers le béton. Il montre tout d'abord que des essais effectués sur des échantillons différents présentant une structure aussi identique que possible fournissent néanmoins des résultats notablement différents. Pour arriver à des conclusions ayant une valeur effective, à partir d'une série d'essais, il est donc néces-

saire de préparer un grand nombre d'éprouvettes a olument semblables et de tracer des courbes statistiques.

Lorsque la proportion des éléments inertes dont la finesse est de l'ordre du 1/10 mm., varie seule, les zones de groupement des chiffres obtenus n'accusent pas entre elles une différenciation suffisamment nette pour qu'il soit possible d'affirmer qu'une composition granulométrique déterminée soit préférable à une autre au point de vue de la perméabilité.

Par ailleurs, des séries d'essais nettement caractéristiques ont montré d'une manière manifeste que la considération la plus importante en matière de perméabilité du béton réside dans le degré de finesse du ciment.

De plus, il a été prouvé que l'eau ne s'infiltré pas à travers la pâte de ciment; le chevauchement et l'enchevêtrement des cristaux sont suffisants pour empêcher l'infiltration de l'eau, quelle que soit la granulométrie des grains du ciment. Les canalicules d'infiltration qui permettent le passage de l'eau se forment aux points de contact entre les particules de ciment et les particules inertes. Ces canaux sont d'autant plus étroits que les particules de ciment sont plus fines; ils sont d'autat moins continus que le dosage est plus riche.

Enfin, on a observé que l'imperméabilité de la pâte compacte ne joue qu'un rôle secondaire dans l'étanchéité effective des ouvrages, car les fuites ne se manifestent surtout qu'à la suite de grosses imperfections dans la manipulation et dans la mise en oeuvre. L'imperméabilité joue cependant un rôle très important dans la résistance à la désintégration et au gel. C'est là qu'apparaît tout l'intérêt d'une mouture très poussée, qui facilite la manipulation et la mise en œuvre, pour le plus grand bénéfice des caractéristiques de résistance du béton.

*Rapport N° 27 — La mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par la méthode Thermos, par C. de Langavant, France*

L'étalonnage des instruments d'essai du type Dewar, utilisés dans la méthode de la bouteille isolante, doit être effectué par observations faites dans des conditions de régime stable (cylindre d'étalonnage chauffé électriquement). Le coefficient de pertes peut être réglé de manière à réaliser, par la méthode de la bouteille isolante, les mêmes valeurs de chaleur d'hydratation que par la méthode par dissolution.

Cette méthode est sûre et d'une application aisée. Conjuguée avec un dispositif de contrôle de la température de l'air, elle permet de déterminer l'évolution de la chaleur d'hydratation lorsque le ciment est soumis à des conditions d'échauffement choisis arbitrairement. Dans ces conditions, les instruments adiabatiques deviennent inutiles. La méthode peut être employée pour le contrôle rapide des ciments à la réception.

*Rapport N° 28 — Détermination de la granulométrie des ciments, par P. Lhopitalier et Ch. Momot, France*

Ce rapport a pour but l'étude du turbidimètre de Wagner et du flouromètre de Pearson et Sligh, en vue d'établir une corrélation entre leurs indications et une réalité physique. Ces deux dispositifs donnent une valeur du pourcentage (en poids) de grains au-dessous d'une dimension déterminée et les deux valeurs ainsi obtenues ne sont pas toujours en bonne concordance.

On a établi un procédé de comptage au microscope qui assure une grande précision et permet de tracer les courbes de composition granulométrique à partir de 15  $\mu$ . Des essais ont été faits sur plusieurs ciments qui avaient été antérieurement essayés au turbidimètre et au flouromètre; les chiffres obtenus ont été comparés en ce qui concerne les grosseurs de grains inférieures à 15, 30 et 45  $\mu$ .

L'étude des résultats ainsi obtenus a montré que le flouromètre fournit des résultats qui concordent toujours avec ceux que donne le microscope, tandis que le turbidimètre donne avec certains ciments des résultats nettement discordants.

On peut conclure que l'on dispose de deux bons moyens pour déterminer la composition granulométrique d'un ciment plus rapidement et avec la même signification physique qu'avec le microscope.

1. Déterminer les résultats des mesures sur les trois ajutages du flouromètre pour 15, 30 et 45  $\mu$ .

2. Déterminer la courbe granulométrique au turbidimètre, courbe qui est tout à fait semblable à celle que donne le microscope, puis déterminer le résultat fourni par l'ajutage de 30  $\mu$  du flouromètre et situer la courbe précédente en hauteur, puisque le turbidimètre la place parfois dans une mauvaise position.

On peut admettre que le décalage de la courbe fournie par le turbidimètre provient du fait que  $c$  n'est pas rigoureusement constant dans la formule  $S_d = c (\log I_o - \log I_d)$ .

Les essais effectués à l'occasion de la présente étude mettent mieux en évidence le fonctionnement du flouromètre.

Les indications données par le perméabilimètre ne peuvent pas être rapportées à celles que fournissent les dispositifs cidessus mentionnés. Elles ne semblent liées à aucune entité physique. Cet appareil peut être utilisé comme détecteur, mais ne peut pas tenir la place de l'un des dispositifs cidessus, en vue de l'établissement d'une comparaison entre divers ciments. Il peut néanmoins être employé comme précédemment pour déterminer si une étude statistique ne permettrait pas de mettre en évidence une relation simple entre la surface spécifique obtenue avec le perméabilimètre et quelque autre caractéristique intéressante du ciment.

*Rapport N° 60 — Méthodes d'essai des ciments spéciaux, par O. Kallauner, Jun., Tchécoslovaquie*

Avant la dernière guerre, les ciments spéciaux n'ont pas été utilisés en Tchécoslovaquie pour la construction des grands barrages, mais l'on se propose actuellement d'employer des ciments Portland de haut fourneau contenant 50% de clinkers de Portland et 50% de laitier basique. L'auteur expose différentes méthodes employées pour l'essai des ciments.

## II — PRINCIPES GÉNÉRAUX D'UNE NORMALISATION DES CIMENT SPÉCIAUX POUR GRANDS BARRAGES

*Rapport N° 14 — Principes généraux pour une spécification des ciments spéciaux, par P. Håkanson, Suède*

L'auteur résume brièvement l'enquête faite en 1938 par le Sous-Comité International des Ciments Spéciaux pour Grands Barrages, en vue de

préconiser certains principes généraux concernant une normalisation des ciments spéciaux pour grands barrages<sup>1</sup>. Le rapport traite des questions suivantes: chaleur d'hydratation, résistance mécanique, temps de prise, absence de défauts, finesse, solubilité, retrait, cheminement, composition des ciments Portland, ciments à faible chaleur de prise autres que le Portland, perméabilité, aptitude de mise en œuvre. Le Sous-Comité International des Ciments Spéciaux pour Grands Barrages a, suivant une décision prise au cours de la réunion exécutive de Scheveningen, le 3 septembre 1947, pris la nouvelle désignation de "Sous-Comité International du Béton pour Grands Barrages", et par suite s'occupera exclusivement, à l'avenir, de questions concernant le béton, y compris les questions concernant les ciments.

### III — L'EXPÉRIENCE PRATIQUE DE L'EMPLOI DES CIMENTS SPÉCIAUX DANS LES GRANDS BARRAGES

*Rapport N° 26 — Emploi des ciments spéciaux pour barrages en France, par C. de Langavant, France*

Il avait été prévu en France, avant la guerre, d'employer le ciment de laitier pour la construction de plusieurs barrages importants. Par suite des difficultés dues à la guerre, il a été nécessaire de modifier ce programme; d'excellents résultats ont été obtenus grâce à l'emploi d'un ciment artificiel contenant une très faible proportion d'alumine et fabriqué par le procédé de la double cuisson. Les quantités de ce ciment dont on dispose sont toutefois trop faibles pour permettre son emploi comme matériau courant dans la construction de tous les barrages projetés.

L'attention des Services Français d'Etude des Barrages a été orientée vers l'adoption d'un nouveau procédé de fabrication du ciment, sur le chantier même, par broyage du laitier par voie humide. Bien que ce procédé implique la même consommation d'énergie que le broyage d'un ciment de laitier normal, il permet d'obtenir un ciment dont la finesse spécifique est environ double. Ce ciment présente les qualités particulières du ciment normal de laitier: durée de service et faible chaleur d'hydratation. De plus, contrairement au ciment de laitier ordinaire, il offre une grande facilité de mise en œuvre, grâce à sa finesse très poussée; il permet de préparer des bétons à haute résistance et d'excellente étanchéité. Ce procédé sera appliqué par l'Électricité de France pour la construction d'un grand barrage dans le Massif Central.

*Rapport N° 44 — Le béton des grands barrages, hier, aujourd'hui et demain, par Byram W. Steele, Etats-Unis*

Depuis la création de la Commission Internationale des Grands Barrages, en 1928, et tout particulièrement depuis le deuxième congrès de 1936, la désintégration du béton a modifié les conceptions des spécialistes en ce qui concerne l'importance des différents éléments qui rentrent dans sa constitution. L'examen des barrages construits au cours des dernières années a conduit à cette conclusion qu'en ce qui concerne la teneur en ciment, l'un des points importants à considérer dans l'avenir est l'élimination des variations de volume et des fissurations qui en résultent. Le meilleur moyen

1. Ce Comle a présenté au Deuxième Congrès International des Grands Barrages de 196, à Washington, un rapport qui a été publié dans les "Transactions" de ce congrès.

de réaliser cette élimination est de prévoir une diminution de la teneur en ciment et l'adoption du refroidissement en cours de mise en œuvre du béton. L'accélération des processus de détérioration des ouvrages en béton, aux Etats-Unis, au cours des vingt-cinq dernières années, a conduit à la nécessité d'étudier d'une manière approfondie toutes les causes de détérioration plutôt que de concentrer étroitement les investigations sur un ou deux domaines très particuliers. En d'autres termes, il importe d'étudier les maladies du béton par des méthodes cliniques ressemblant à celles que l'on emploie actuellement en matière de diagnostic dans la médecine humaine.

Dans le passé, certains procédés normalisés d'essai ont été mis au point à titre d'essais de réception pour les différents éléments rentrant dans la constitution du béton : ils ont été employés avec plus ou moins de discernement jusqu'à ce que les résultats obtenus aient nettement mis en évidence la non-convenance foncière de ces essais et la nécessité de considérer à nouveau la question. Il est maintenant reconnu qu'il faut substituer une technique d'investigation entièrement nouvelle aux procédés anciens, si l'on veut éviter, dans l'avenir, les déboires éprouvés dans le passé. La réduction des variations de volume et des fissures corrélatives, qui constituent les amorces de la détérioration des ouvrages, exigent une diminution des teneurs en ciment et en eau ; la composition granulométrique du sable et son uniformité doivent être améliorées pour permettre un meilleur entraînement d'air et une réduction de l'assèchement : il est nécessaire d'apporter plus de soin au choix des agrégats, pour éviter tous types de détérioration tels que ceux qui se manifestent actuellement du fait des éléments chimiquement actifs, de l'incompatibilité des caractéristiques thermiques et de l'action destructrice prématurée des chaux argileuses et des dolomies.

Le refroidissement de l'eau de malaxage et l'adjonction de glace aux mélanges joueront un rôle important dans le contrôle des températures initiale et finale des bétons, dans l'avenir. La construction monolithique des barrages telle qu'elle est pratiquée pour la réparation du Barker Dam (procédé "Prepakt") offre quelques possibilités intéressantes, en ce sens qu'elle permet d'éviter une grande partie des causes de faiblesse qui ne sont que trop malheureusement inhérentes aux barrages construits au cours des vingt-cinq dernières années.

*Rapport N° 61 — Contrôle de la température du béton de masse, pour éviter les fissurations, par C. Rawhouser, Etats-Unis*

La fissuration du béton, due principalement aux variations de la température, dépend de l'amplitude de ces variations, du coefficient de dilatation thermique, du module d'élasticité, du degré d'empêchement du retrait et de la résistance mécanique du béton. Les variations de température constituent, parmi tous ces facteurs, le plus important et heureusement le plus aisément contrôlable. Les conditions courantes de température dans la construction des ouvrages massifs en béton sont de nature à favoriser la fissuration. L'auteur donne des indications sur ces conditions défavorables et sur leurs causes, sur lesquelles il table pour étudier les conditions d'application des mesures préventives. L'amélioration des conditions de température est généralement réalisée par l'une des dispositions suivantes ou par combinaison de plusieurs de ces dispositions : mise en œuvre du béton à une température initiale basse ; élimination aussi rapide que possible, au fur et à mesure de sa production, de la chaleur de prise ; élimination de l'excès de chaleur au cours de la construction, par refroidissement artificiel ; dispositions tendant à empêcher la mise en jeu de gradients défavorables de tempé-

rature dans l'ouvrage; réalisation de gradients de température tendant à s'opposer au développement de tensions dans les zones dans lesquelles s'amorcent normalement les fissures.

L'auteur cite des exemples d'application des dispositions cidessus mentionnées et indique les résultats obtenus. Les températures initiales peuvent être réduites par refroidissement des divers éléments entrant dans la constitution du béton et par remplacement par de la glace d'une fraction de l'eau de gâchage. L'excès de chaleur peut être éliminé par refroidissement artificiel. Le moyen le plus efficace pour refroidir le béton consiste à prévoir un système de tubes noyés dans sa masse et à travers lesquels on fait circuler de l'eau froide. L'écartement des tubes, le régime de refroidissement, l'emploi d'eau de rivière ou d'eau refroidie, peuvent être adaptés aux conditions locales. Les tubes à paroi mince ont un diamètre extérieur de 1" (25 mm. env.) et une longueur de l'ordre de 25 m. Ils sont disposés sur la fondation puis successivement au-dessus des différentes couches de coulée de 1,5 m. Leur écartement horizontal est généralement compris entre 0,60 et 1,80 m. La vitesse de circulation de l'eau de refroidissement n'est pas inférieure à 0,60 m. par seconde. L'auteur indique les avantages du refroidissement artificiel du béton et de l'emploi des tuyauteries noyées dans la masse. Le prix total des installations réalisées, comprenant tous frais de main-d'œuvre et de matériaux, varie de 0,17 à 0,73 dollar par mètre cube de béton traité.

*Rapport N° 16 — Expérience acquise dans l'utilisation du ciment à faible chaleur de prise, par F. de L. de Venables, Australie*

Le Metropolitan Water Sewerage and Drainage Board de Sydney a commencé à employer le ciment à faible chaleur de prise en 1935, en vue d'expérimenter l'emploi de ce matériau, pour l'utiliser ultérieurement pour la construction d'un très grand barrage sur le Warragamba. Ce ciment a été utilisé pour la construction d'ouvrages en béton armé et en béton non armé et pour l'achèvement du barrage de Woronora. Dans le projet initial du Woronora Dam, des joints verticaux de contraction étaient prévus à intervalles de 27,4 m. Au cours de la construction du barrage, des joints intermédiaires furent réalisés. Les dimensions du barrage étaient telles qu'il n'était pas nécessaire de prévoir un dispositif spécial pour l'élimination de la chaleur de prise; toutefois, après l'achèvement de l'ouvrage, il apparut des fissures formant prolongement des joints intermédiaires; ces fissures se sont maintenues absolument étanches; les fuites à travers les joints de contraction sont partout négligeables.

Le ciment utilisé comporte une spécification présentant de légères modifications par rapport à celle du ciment employé pour le Boulder Dam.

L'étude statistique des résultats des essais de béton a été entreprise en 1931, et des essais de contrôle ont été effectués entre 1936 et 1941. Des équations ont été établies en vue d'exprimer la relation entre la résistance à la compression et le rapport eau/ciment en volume; on a également dressé des diagrammes mettant en évidence les tendances de variation de la résistance à la compression du béton et du ciment. Il en résulte manifestement que les spécifications actuelles généralement adoptées pour les ciments permettent des variations considérables dans la résistance moyenne à la compression et autres caractéristiques; elles n'assurent nullement des valeurs moyennes stables, n'accusant que des écarts fortuits restant dans les limites acceptables.



*Rapport N° 24 — L'utilisation de la chaux de "Kankar" comme matériau pour les grands ouvrages de génie civil, par R. C. Hoon, Inde*

La chaux a été employée dans l'Inde comme matériau de construction dès les temps préhistoriques. Ses possibilités de mise en œuvre et sa résistance mécanique dépendent des impuretés argileuses qu'elle contient ou qui lui sont ajoutées ultérieurement sous une forme ou sous une autre. Le calcaire dit de *kankar* est une forme naturelle impure que l'on trouve en de nombreuses régions de l'Inde et qui est principalement composé de carbonate de calcium et de constituants argileux intimement mélangés; elle se prête remarquablement bien à la cuisson et donne un type de chaux prêt à l'emploi sous forme de mortier. On la trouve à différentes profondeurs dans le sol, soit sous forme nodulaire, soit en masse compacte; parmi les diverses causes auxquelles on attribue sa formation, et qui sont actuellement plus ou moins nettement connues, on mentionne les fluctuations saisonnières du régime des eaux souterraines dans des sols riches en bicarbonate.

L'hydraulicité de la chaux de *kankar* est due à la présence de silicate de calcium et de composés d'aluminate formés par la réaction de l'oxyde de calcium au cours de la cuisson du calcaire de *kankar*. L'auteur décrit les différentes formes de fours et les divers régimes de cuisson.

La chaux de *kankar* constitue en fait une forme de ciment spécial. Le mortier qu'elle donne durcit à la suite de l'hydratation et de la carbonatation, et, bien que la résistance qui se manifeste dans les stades initiaux soit relativement faible, la résistance finale soutient très favorablement la comparaison avec celle que donnent les mortiers ordinaires de ciment. L'hydraulicité peut être considérablement augmentée par addition d'une proportion convenable de matériau pouzzolanique tel que la brique cuite moulue (*surkhi*).

L'auteur donne quelques indications sur les mélanges les plus couramment adoptés de chaux de *kankar* et de *surkhi* et sur les mortiers de chaux utilisés dans la construction de quelques barrages et autres grands ouvrages d'irrigation. Il étudie brièvement les résultats de quelques investigations des plus récentes au sujet du *kankar*; il met en évidence la nécessité de procéder à de nouvelles recherches, en particulier dans le sens de la normalisation. On doit avoir l'assurance de réaliser pour tout ouvrage la résistance et la stabilité nécessaires, avec les matériaux et les proportions adoptés.

*Rapport N° 30 — Usage du ciment de laitier de haut fourneau pour les grands barrages en béton, par A. Junttila, Finlande*

Des investigations ont été récemment entreprises en Finlande à sujet de la possibilité d'employer le ciment de laitier de hautfourneau pour la construction des grands barrages. L'auteur donne des indications de détail sur les exigences qu'imposent les spécifications finlandaises en matière de ciments et sur les essais qui ont été jusqu'à maintenant effectués. Ces essais ont confirmé l'opinion suivant laquelle la proportion d' $\text{Al}_2\text{O}_3$  exerce une influence remarquable sur la qualité du ciment de laitier.

*Rapport N° 43 — L'expérience norvégienne en matière de ciments spéciaux pour barrages, par Chr. F. Grøner, Norvège*

Des ciments spéciaux ont été employés en Norvège pour la construction de barrages en béton armé, mais non pas pour la réalisation de barrages-poids. La raison de cette utilisation de ciments spéciaux est le souci d'ob-

tenir non pas une faible chaleur de prise, mais une résistance à l'attaque des eaux acides qui soit meilleure que celle du ciment de Portland. L'auteur rend compte des résultats obtenus pratiquement avec plusieurs sortes de ciments et indique qu'il n'existe aucune différence appréciable entre le béton de ciment spécial et le béton de Portland.

*Rapport N° 20 — Comparaison entre un ciment à faible chaleur et un ciment standard, par B. Löfqvist, Suède*

Le Conseil National Suédois de l'Energie a procédé à des investigations sur les ciments standard et les ciments à faible chaleur de prise, du point de vue de leur tendance à la fissuration dans les gros ouvrages en béton. Ces investigations portaient sur l'évolution thermique, sur l'élévation adiabatique de la température et sur sa corrélation avec la température de coulée du béton, ainsi que sur les relations entre la composition des mélanges et l'évolution thermique. Des mesures ont été faites également sur la chaleur spécifique et sur la conductibilité calorifique dans des bétons constitués avec divers agrégats. On a mesuré les variations de volume subis au cours du durcissement par des prismes de béton soustraits à l'influence de l'humidité; ces mesures ont été effectuées pendant des périodes de variation de température, correspondant aux conditions qui règnent dans une paroi verticale en béton de 2 m d'épaisseur. Il s'est ainsi trouvé confirmé que le béton a tendance à gonfler lorsque la température s'élève. Le coefficient de dilatation est de 0,000,012 par degré C. Le coefficient de contraction est de 0,000,007 par degré C. pour le béton de ciment ordinaire et de 0,000,006 par degré C. pour le béton de ciment à faible chaleur de prise.

Des mesures de déformations élastiques et plastiques ainsi que l'allongement correspondant ont été effectuées dans les mêmes conditions que celles qui se présentent dans une longue paroi de béton de 2 m. d'épaisseur, coulé verticalement sur le roc. Au cours de l'élévation de la température, le gonflement a été empêché et le béton a été soumis à une compression plastique résiduelle, représentant 80% de la compression totale pour un béton de ciment standard et 9% pour un béton de ciment à faible chaleur de prise. De plus, des essais de longue durée ont permis de déterminer la relation entre les fractions élastique et statique de la contrainte mise en jeu au cours de la période de refroidissement. On a déterminé l'amplitude de la fraction élastique de la tension à la rupture par des essais de courte durée et on a pu en déduire l'extensibilité totale sous un régime de variation lente des contraintes. Au cours des premières semaines, l'extensibilité est un peu plus faible, mais elle augmente ultérieurement plus pour le béton à faible chaleur de prise que pour le béton standard. Le béton au ciment à faible chaleur de prise est soumis à une tension moins élevée par suite de la plus faible élévation de température qu'il subit, de sorte que les risques de fissuration sont plus réduits qu'avec le béton de ciment standard. Suivant les résultats obtenus, l'écart serait de l'ordre de 30%.

*Rapport N° 63 — Rapport sur quelques observations sur des ouvrages hydrauliques construits avec du ciment à faible chaleur de prise, par N. Royen, Suède*

L'auteur présente un résumé des résultats obtenus au cours d'investigations effectuées pendant un voyage d'inspection à certains ouvrages hydrauliques en béton appartenant à l'Etat suédois. Un tableau fournit diverses données relatives aux différences que présentent les ouvrages, aux dates d'achèvement, aux divers éléments ayant été employés pour la fabrication du béton et aux défauts observés,

IV — SUJETS DIVERS TELS QUE: AGENTS FAVORISANT L'INCORPORATION DE L'AIR, AGRÉGATS RÉACTIFS, CEMENTS A HAUTES TENEURS EN ÉLÉMENTS ALCALINS, ET CEMENTS EXPANSIFS

*Rapport N° 62 — Contributions à la technique du béton dans ses applications à la construction des barrages, par R. F. Blanks et W. H. Price, Etats-Unis*

Les auteurs étudient rapidement les avantages de l'incorporation provoquée d'air au béton; — l'emploi des pouzzolanes pour contrecarrer la tendance à la fissuration par expansion du béton, sous l'influence d'une réaction entre les éléments alcalins du ciment et certains agrégats siliceux; — l'emploi du procédé de mise en place du béton par le vide, de coffrages absorbants et de coffrages perforés pour améliorer l'état de surface du béton; les avantages du procédé de mise en place des agrégats avec injection ultérieure dans les vides d'un coulis de sable et de ciment.

L'incorporation provoquée d'air dans le béton améliore la maniabilité, réduit la quantité d'eau de gâchage, améliore les caractéristiques de durée et de résistance aux sulfates, et, lorsqu'il est possible de le faire du point de vue de la résistance mécanique, permet de réduire la proportion de ciment et corrélativement la chaleur dégagée. Avec les pourcentages généralement adoptés, l'air incorporé ne provoque pas un accroissement de la perméabilité du béton. La résistance mécanique et la résistance à l'abrasion du béton contenant de l'air sont proportionnelles au rapport entre le volume absolu air + eau et le ciment.

Des agrégats provenant de nombreux points différents des Etats-Unis ont donné lieu à une expansion susceptible de provoquer une rupture lorsqu'ils se sont trouvés combinés avec des ciments à fortes teneurs en sodium et en potassium. Une expansion de cet ordre s'est produite sur des barrages du Colorado inférieur, au-dessous du Hoover Dam. On a constaté que diverses additions telles que matières pouzzolaniques réactives et matières siliceuses calcinées s'opposent à cette expansion. Dans la construction du Davis Dam, on prévoit l'emploi de 20% de pouzzolane en poids par rapport au ciment pour éviter l'expansion résultant de la réaction entre constituants alcalins et agrégats.

Les auteurs donnent les résultats d'essais de résistance effectués sur des éprouvettes de 22" (559 mm.) prélevées sur des blocs d'essai contenant différentes proportions de pouzzolane. Ces essais n'ont révélé aucun gain de résistance, après deux ans, pour le béton de masse des grands barrages.

La résistance mécanique et la résistance à l'érosion ont été notablement améliorées grâce à l'emploi du procédé par le vide, du coffrage perdu et du coffrage perforé. L'amélioration est due, dans chacun de ces procédés, à l'élimination de l'eau et de l'air dans la zone de surface. Ces procédés sont toutefois coûteux (environ 2,5 dollars par mètre carré traité).

Le procédé "Prepakt" a été employé pour la réparation de nombreux barrages. Les cailloux sont mis en place dans le coffrage, puis l'on remplit les vides par injection d'un coulis sable-ciment. Cette méthode se prête tout particulièrement aux travaux sous l'eau, le mélange injecté remplaçant l'eau dans les vides entre les particules d'agrégats, sans dilution. Le béton ainsi obtenu accuse une excellente cohésion et un plus faible retrait au séchage que le béton ordinaire. On envisage son emploi pour la construction de grands barrages de béton, à cause des avantages dus à une plus faible chaleur de prise et à un meilleur contrôle du refroidissement artificiel de la masse.

*Rapport N° 47 — Fissures d'expansion dans les barrages en béton, causées par des agrégats acides et des ciments à hautes teneurs en alcalis, par H. S. Meissner, Etats-Unis*

La réaction expansive entre les agrégats et le ciment à hautes teneurs en éléments alcalins s'est révélée comme constituant la cause d'un type erratique de fracture constaté sur un certain nombre de barrages en béton. On a lié cette fracture à l'emploi d'un ciment contenant plus de 1% d'oxydes de sodium et de potassium réunis, conjointement avec des agrégats contenant des constituants réactifs. Jusqu'à maintenant, lorsqu'il était nécessaire d'employer des agrégats réactifs ou lorsque l'on pouvait suspecter le caractère réactif des agrégats employés, on employait des ciments à faibles teneurs en constituants alcalins (moins de 0,6 % de sodium équivalent). L'étude de la question ayant progressé, on s'est demandé si un ciment dont l'alcalinité est voisine de cette dernière limite est effectivement susceptible d'éviter toute expansion réactive latente, dans tous les cas; on s'est donc orienté vers l'emploi d'additions pouzzolaniques, ou vers les ciments Portland pouzzolaniques, car on a constaté que ces matières siliceuses actives entravent effectivement l'expansion résultant de la réaction entre ciments et grégats.

L'opale, les roches volcaniques acides, les silicates vitreux, la calcédoine, certaines phyllites et tridymites figurent parmi les rochers et minéraux identifiés jusqu'à maintenant comme constituant des agrégats réactifs. Un pétrographe exercé peut les reconnaître au cours de l'examen minutieux d'un agrégat que l'on envisage d'employer, cet agrégat étant alors noté comme susceptible de donner lieu à une réaction. On peut également associer l'agrégat à étudier avec un ciment à haute teneur en éléments alcalins et préparer des éprouvettes que l'on place dans des récipients étanches maintenus à 38°C., en vue de déterminer si la réaction est ou non expansive. Ce dernier essai est évidemment assez sûr, mais il est très long et l'on s'est efforcé de mettre au point un essai chimique plus rapide. Il semble que l'on puisse attendre d'excellents résultats d'un essai qui implique à la fois la détermination de la silice libérée par l'agrégat et de la réduction de l'alcalinité d'une solution caustique dans laquelle on traite l'agrégat.

*Rapport N° 59 — Ingrédients pour faciliter la mise en œuvre du béton, par G. S. Lalin, Suède*

Ce rapport constitue un bref exposé de l'expérience acquise dans l'emploi de certaines additions utilisées après cuisson (poudre et mousse). La facilité de mise en œuvre du béton présente en fait une grande importance et l'on doit même, dans une certaine mesure, lui sacrifier la résistance à la compression. L'auteur étudie également l'influence des additions de ce genre sur l'aptitude au gel.

*Rapport 25 — Les ciments expansifs, par H. Lossier, France*

Depuis 1925, l'auteur s'est proposé l'objectif suivant: "Créer un gonflement automatique du béton suivant toutes les directions, puis utiliser l'énergie corrélative pour contraindre les fers d'armature à jouer le rôle de vérins vis-à-vis des ouvrages en maçonnerie ou des sols, ou de toute autre manière."

Une firme française prépare maintenant un ciment expansif constitué par trois éléments stables: un Portland artificiel (base), un ciment sulpho-alumineux (facteur d'expansion) et généralement un laitier (agissant comme stabilisateur de l'expansion par absorption de sulfate de chaux).

Les produits obtenus sont de deux sortes :

1. Ciment " légèrement expansif " dénommé " sans retrait ", accusant une expansion initiale de 3 à 4 mm. par mètre, en pâte pure, sensiblement équivalente au retrait.

2. Ciment " expansif ", ayant une expansion initiale de 10 à 25 mm. par mètre en pâte pure.

Caractéristiques de ces ciments : expansion stabilisée qui peut être réglée tant dans son intensité que dans sa durée; l'expansion peut attendre L/20 en pâte pure; la durée de l'expansion peut être réglée entre vingt-quatre heures et trente jours; elle est habituellement réglée entre dix et quinze jours pour la pâte pure; les éprouvettes étant immergées dans l'eau afin de permettre au ciment d'atteindre une résistance suffisante sans trop gêner l'exécution.

Placé en atmosphère sèche après humidification, le ciment expansif accuse un retrait comparable à celui du ciment Portland. Sa résistance à la compression commence par décroître, puis dépasse celle du ciment de base.

L'expansion du béton augmente avec le dosage; sous contrainte elle est moindre.

A dosage égal, l'imperméabilité du ciment expansif est plus grande que celle du ciment Portland.

L'expansion est réglée par arrêt de l'humidification; le gonflement diminue, puis cesse après quelques jours.

Dans les éléments épais, il est nécessaire de prévoir des trous dans la masse pour permettre la pénétration de l'eau.

L'emploi des ciments expansifs n'est pas encore autorisé en France pour les travaux dans l'eau de mer.

Ces ciments sont susceptibles d'altération par contact avec l'air. Ils ne doivent pas être employés avec des agrégats contenant des sulfates.

Il est nécessaire de déterminer expérimentalement la courbe dynamique d'expansion pour chaque béton, car le rapport entre les contraintes et les déformations n'est pas toujours constant lorsque l'expansion se produit.

De nombreuses applications de ces ciments ont déjà été faites en France: réparation d'ouvrages sinistrés, coulée de clés de voûte, reprises en sous-œuvre, conduites forcées, puits et pieux de fondation, revêtements routiers et pistes d'envol.

Applications possibles aux barrages:

— Barrages-voûtes: Compensation du retrait et des déformations par voussoirs expansifs de forme appropriée.

— Barrages-poids: Compensation du retrait, accrochage sur le roc.

— Scellement des conduites et ancrages de tous genres.

## CONCLUSIONS ET POINTS A RETENIR POUR LA DISCUSSION

Au cours du deuxième Congrès de la Commission internationale des Grands Barrages, tenu à Washington en 1936, le Sous-Comité International des Ciments Spéciaux a présenté un rapport préliminaire sur les méthodes d'essais relatives aux qualités considérées comme importantes pour les grands barrages, savoir la chaleur de prise, l'action sur le ciment de l'eau qui filtre au travers du béton, le retrait, la perméabilité et la "workability". Les rapports présentés à la présente réunion par MM Lea (No. 11), Tyler (No. 50), Mary (No. 21), de Langavant (No. 27), Lhopitallier et Momot (No. 28) et Kallauner (No. 60) traitent du même sujet. Dans ces rapports, les méthodes antérieurement proposées ont été contrôlées et de nouveaux points de vue ont été discutés.

Le rapport de M le docteur Lea donne un bref exposé des résultats obtenus par des travaux relatifs aux ciments Portland de haut fourneau (blast-furnace) et aux ciments de pouzzolanes. Le rapport de M Junttila (No. 30) traite également des ciments de scories de haut fourneau (blast-furnace slag cements). Le rapport de M le docteur Hoon (No. 24), relatif à l'utilisation de la chaux "Kankar", doit également être mentionné ici. Ce rapport présente surtout de l'intérêt pour la construction des barrages aux Indes.

Au cours des réunions du Sous-Comité tenues depuis le deuxième Congrès, des efforts ont été faits pour élaborer les principes qui devraient être appliqués et adoptés par les ingénieurs s'occupant de la préparation des spécifications du ciment spécial. Un sommaire des rapports nationaux présentés a été fait par M Håkanson (No. 14). Les membres trouveront, sans aucun doute, le rapport de M Håkanson particulièrement utile pour la préparation d'une spécification standard pour les ciments à faible chaleur de prise.

Il m'est très agréable de constater que de nombreux rapports traitent des résultats obtenus par l'utilisation des ciments spéciaux pour grands barrages. Cette question a été traitée par MM de Langavant (No. 26), Rawhouser (No. 61), Venables (No. 16), Gröner (No. 43) et Royen (No. 63).

Ces rapports montrent que les ingénieurs du monde entier s'intéressent vivement à l'utilisation des ciments spéciaux ainsi qu'à l'étude de leur mode d'emploi.

M Steel (No. 44) présente un intéressant exposé sur les problèmes passés, présents et futurs relatifs au béton des grands barrages et M Löfquist (No. 20) a fait des recherches détaillées dans le but de comparer le ciment standard au ciment à faible chaleur de prise. Il a trouvé que le ciment à faible chaleur de prise donne une tension moindre par suite d'une température moins élevée, de sorte que la formation des fissures avec ce ciment est moindre qu'avec du ciment Portland standard. Il a été constaté que la différence numérique s'élève à 30 pour cent, environ.

A la réunion du Sous-Comité à Scheveningen, le 2 septembre 1947, le programme général suivant a été présenté, parmi les sujets qui pourraient être choisis pour les recherches futures.

1. Etudes fondamentales
  - (a) Structure physique du béton
  - (b) Qualités élastiques et plastiques
2. Tenue physique du béton en grandes masses
  - (a) Extensibilité et fissuration
  - (b) Mesure de la tension intérieure, de la température et de l'humidité

3. Réaction chimique entre le ciment et les agrégats du béton
  - (a) Réactions alcalines
  - (b) Autres réactions chimiques
4. Traitement des surfaces de béton pour barrages
  - (a) Traitement par le vide
  - (b) Revêtement des coffrages avec des matériaux absorbants
5. Ciments de pouzzolanes et ciments naturels.

Deux autres questions ont également été mentionnées dans ce rapport, savoir:

6. Spécification des limites admissibles des efforts unitaires dans les projets de barrages avec discussion sur le dosage minimum en ciment par unité de volume nécessaire pour être à l'abri de toute détérioration du béton, et

7. Etude des coefficients de sécurité en tenant compte des efforts dans les trois dimensions.

A la réunion du 2 septembre 1947 du Sous-Comité il a été décidé que, pour la présente réunion, les membres seraient invités à présenter des rapports sur ceux des sujets mentionnés ci-dessus qu'ils voudraient bien choisir eux-mêmes. De tels rapports ont été présentés par MM. Blanks et Price (No. 62), Meissner (No. 47), Lalin (No. 59) et Lossier (No. 25). Comme les rapports cités ont été imprimés et se trouvent déjà en votre possession, je préfère ne pas abuser de l'espace et du temps disponibles en les citant, et je me permets de vous renvoyer aux sommaires donnés plus haut dans le présent rapport.

A la Réunion Exécutive de la Commission Internationale des Grands Barrages à Scheveningen, le 3 septembre 1947, le nom du Sous-Comité International a été remplacé par: "Le Sous-Comité International du Béton pour grands Barrages".

Je voudrais vous suggérer que la discussion de ce jour soit consacrée aux questions relatives au travail futur du Sous-Comité. Je voudrais donc me référer surtout aux rapports mentionnés cidessus, savoir les Nos. 62, 47, 59 et 25, ainsi qu'aux points cités dans le programme général sous les Nos. 1-7. La réunion du Sous-Comité International du Béton pour Grands Barrages aura lieu à Trollhättan le 17 juin 1948. Il serait d'un grand intérêt d'avoir à ce moment l'avis des membres sur les questions à retenir pour les futurs travaux du Sous-Comité.

QUESTION N° II

LEA

GRANDE-BRETAGNE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

**SPECIAL CEMENTS FOR LARGE DAMS\***

F. M. LEA

O.B.E., D.Sc., F.R.I.C.

*Director of Building Research, Department of Scientific & Industrial Research*

At the Second Congress on Large Dams held in Washington in September 1936, particular attention was paid to methods for testing those properties of cements considered to be of special significance in the construction of dams. Between that date and the outbreak of war this same question was pursued further in work carried out in Great Britain on behalf of the British Sub-committee on Special Cements, while a comparison of the results obtained in different countries in the measurement of the heat of hydration and fineness of cements was also arranged in collaboration with the International Sub-committee on Special Cements. As a development of the work carried out by the British Sub-committee a standard specification for low-heat Portland cement was issued in Great Britain early in 1947 (British Standard 1370 : 1947).

**GENERAL REQUIREMENTS**

The amount and rate of heat generation of cements and the extensibility and creep properties of concrete are now generally regarded as of special significance for mass concrete work. Resistance to leaching by pure or slightly acid waters is of importance under some conditions, while the permeability, rate of strength development, and the general working properties of the concrete mix have always to be considered. None of these properties depends on the cement alone, but it is important that the cement shall be specified in such a way as to be favourable to their attainment. A subsidiary property of cements, such as fineness, is of importance because of its influence on the working properties of a concrete mix.

**FINENESS OF CEMENTS**

It is generally agreed that some control of the fineness of cements is desirable and there is similar agreement that, if any real control of fineness

---

\*Ciments spéciaux pour grands barrages.



is to be obtained, sieve tests are not adequate. The more refined methods available before 1939 included air elutriation and various forms of sedimentation such as the pipette sedimentation method (Andreasen) and the photoelectric sedimentation or turbidimetric methods (e.g. Wagner). Up to 1939 only the turbidimetric method had found a place in any specification and that only the U.S.A. where the Wagner method had been adopted.

In order to compare the results obtained by these methods, arrangements were made in 1937 for comparative tests in laboratories in a number of countries<sup>1</sup>.

Apart from any variations inherent between different methods, the results obtained for specific surface depend on: (i) the basis of calculation of the average particle diameter, (ii) the range of particle sizes over which the specific surface is calculated, and (iii) the assumption made as to the average diameter of the smallest particle size fraction on which no direct measurement is possible by any method depending on sedimentation or elutriation. When similar assumptions were made in calculating the results, the order of agreement obtained between the various laboratories using the Andreasen pipette sedimentation, the Wagner turbidimeter, and air elutriation methods was fairly close, as is indicated by the data in Table I.

---

**TABLE I—SPECIFIC SURFACE OF CEMENTS (SQ. CM. PER GRAM)  
RESULTS RECALCULATED TO COMMON BASIS FOR PARTICLES BELOW  
25  $\mu$  IN DIAMETER**

Laboratory	Country	Method	Cement A	Cement B	Cement C
1(a)	France	Wagner	2,005	1,735	1,620
2	Germany	Andreasen	2,140	1,930	1,705
3(b)	Great Britain	Wagner	2,195	1,850	1,775
4	Sweden	Andreasen	2,240	2,005	1,695
5	U.S.A.	Wagner	2,180	1,790	1,650
Mean of values by Andreasen method			2,190	1,965	1,700
Mean of values by Wagner method			2,125	1,790	1,680
Mean of values by both methods			2,150	1,860	1,690

---

Provided, therefore, the same assumptions are made in calculation the results obtained by these methods should be so nearly comparable as to make the choice between them a matter of experimental convenience and speed.

In practice all these methods suffer from the disadvantage that they require either a longer time than is desirable to carry out or relatively expensive equipment. Further, the results are arbitrary since as a routine operation the particle size distribution can only be followed down to about 7.5  $\mu$  and a value has to be assumed for the average diameter of the particles smaller than this, when calculating the specific surface. This average diameter is often, as in the Wagner method, assumed to be 3.8  $\mu$ , a value which

1. LEA, F. M. — Commission Internationale des Grands Barrages. Bull. No. 7, 103, (1938); Jour. Soc. Chem. Ind. 58, 146 (1939).

is certainly too high, and in consequence the calculated surface area is lower than the true value by a factor which varies in some degree from one cement to another. Though the particle size distribution of a cement is of interest, it is sufficient for most purposes if a value for specific surface only is obtained. The direct determination of specific surface, rather than its indirect determination from particle size distribution as in the above methods, is, therefore, advantageous. A simple and rapid method<sup>2</sup> for this direct determination was developed at the Building Research Station immediately prior to the war and has since found wide application. It is based on earlier work by Carman<sup>3</sup>, who showed that the resistance of a bed of powder to the flow of liquid was related to the specific surface of the powder and the volume of pore space per unit volume of bed. In the work at the Building Research Station the use of liquids was found to involve difficulties and to lead to discrepancies when applied to cement and similar fine powders and a study was made of the permeability of beds of powder to gases. From this a method was developed for determining specific surface involving only the measurement of the rate of flow of a gas (usually dry air) and the drop in pressure on passing through a bed of known porosity.

Briefly the cement is formed into a bed in a cylindrical container and a stream of dry air passed through it. The rate of air flow is measured by a flowmeter which consists of a capillary placed in the circuit with a manometer connected across its ends. (Figs. 1 and 2). Once the capillary has been calibrated, the rate of air flow can be obtained from the drop in pressure across the capillary measured on the manometer. The resistance of the bed of cement to the air flow causes a fall in pressure across it, and this is measured by a manometer connected to the top and lower sides of the bed. This resistance of the bed varies with the closeness of packing of the bed, i.e. with its porosity, which is the proportion of the bed volume which consists of pores or air spaces. The porosity is fixed by the weight and density of the cement used to make the bed which, in the apparatus described, has a fixed volume. The specific surface of the powder can then be obtained from the rate of air flow and the fall in pressure across the bed. The measurement of specific surface thus consists of the following operations:

1. Weighing out the required amount of cement to form a bed of porosity 0.475. The weight required varies with the density of the cement and if the density is not known, it has first to be determined.
2. Forming the bed and connecting up the apparatus.
3. Passing a steady stream of air through the bed for five minutes and then measuring the difference in level of the two columns of the manometer across the capillary which forms the flowmeter and also the difference in level of the two columns of the manometer across the bed.
4. Calculating the ratio of the difference in level of the manometer across the bed to the difference in level of the manometer across the capillary. The square root of this ratio is then taken and multiplied by a constant. The result is the specific surface of the cement in sq. cm./gm.

The method depends on the validity of an equation developed by Carman<sup>4</sup>.

2. LEA, F. M. and NURSE, R. W.—*Jour. Soc. Chem. Ind.*, 58, 277 (1939), Symposium on particle size analyses. *Inst. Chem. Eng.*, Feb. 1947.

3. CARMAN, P. C. — *Jour. Soc. Chem. Ind.*, 57, 225 (1938); 58, 2 (1939).

4. CARMAN, P. C. — *Trans. Inst. Chem. Eng.* 15, 150 (1937).

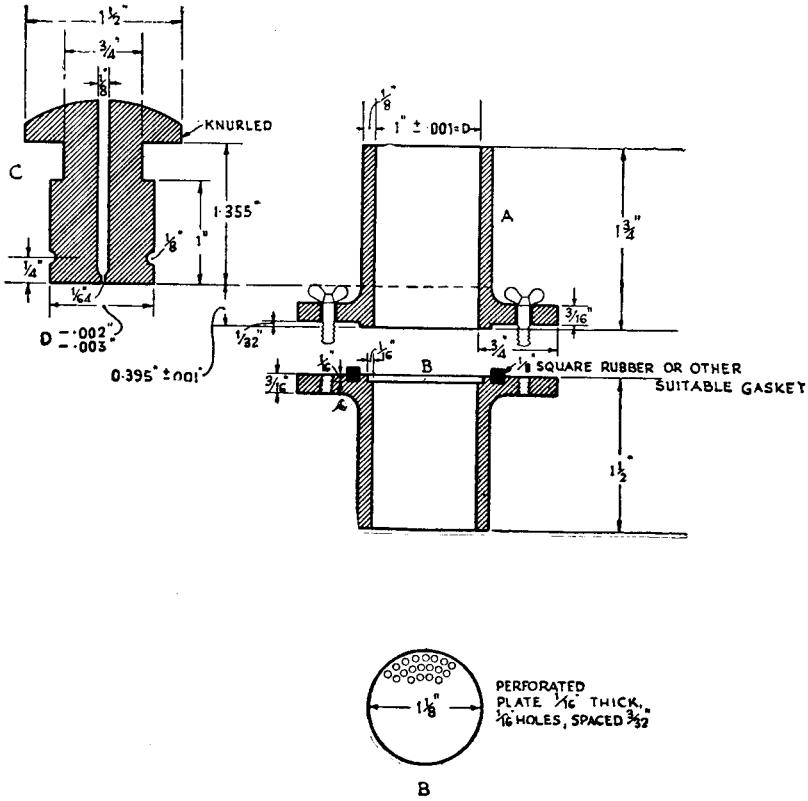


FIG. 1 — Details of permeability cell.

$$S = \frac{14}{D (1 - \epsilon)} \sqrt{\frac{\epsilon^3 A i}{v Q}}$$

- where
- S is the specific surface (sq. cm./gm.)
  - D is the power density
  - $\epsilon$  is the porosity of the powder bed
  - A is the cross-sectional area (sq. cm.)
  - i is the hydraulic gradient
  - v is the kinematic viscosity of the permeating fluid (Stokes)
  - Q is the rate of flow (ccs. per second).

For the given apparatus this equation reduces to:

$$S = \frac{14}{D (1 - \epsilon)} \sqrt{\frac{\epsilon^3 A h_1}{C L h_2}}$$

- where
- C is the flowmeter constant
  - L is the height of the powder bed
  - $h_1$  is the manometer reading
  - $h_2$  is the flowmeter reading

For any one apparatus, this further simplifies to:

$$S = K \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}$$

where K is a constant varying only with the cement density.

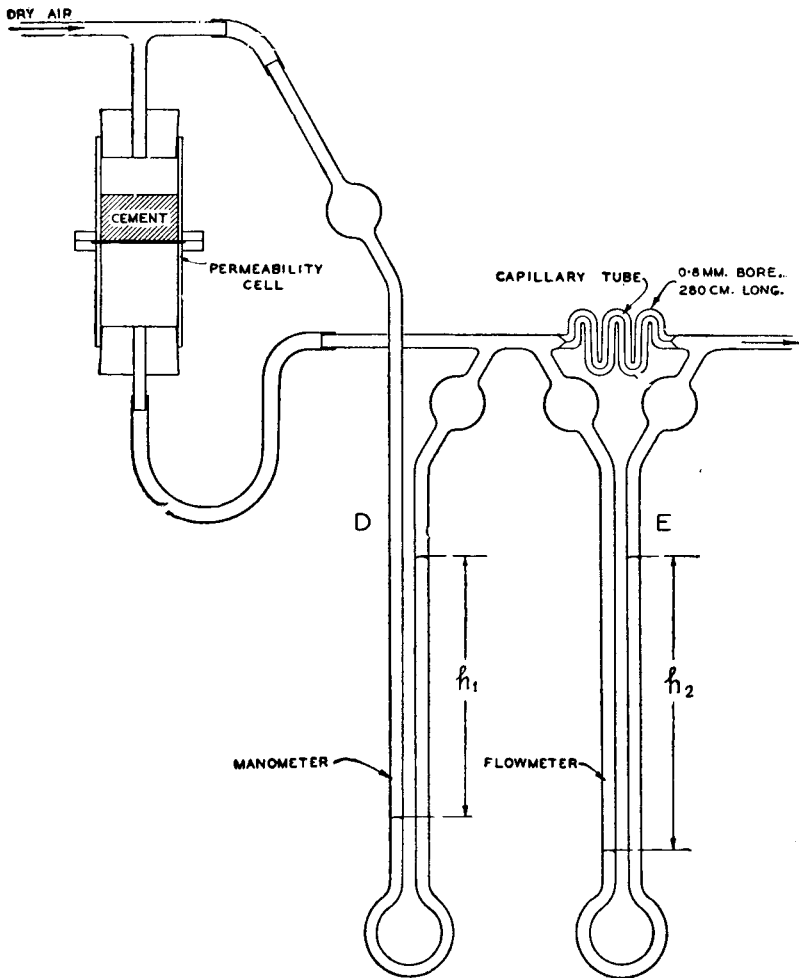


FIG. 2 — Permeability apparatus with manometer and flowmeter.

For the reasons given earlier, the air-permeability method for determining the specific surface of cement gives a value higher than that obtained by the Wagner turbidimeter, or from other sedimentation tests, unless these are carried down to the finest particles, a procedure which is very tedious and subject to error. In general, the air-permeability value is from 1.6 to 2.0 times the Wagner value, the mean factor being about 1.8. The lack of constancy in this factor is due to variations in the surface area of the cement particles which have a diameter below  $7.5 \mu$  and which are arbitrarily assumed in the Wagner method to have a constant mean diameter of  $3.8 \mu$  for all cements. The sieve residues which, in the past, have been used as a measure of the fineness of cement, give no real measure of fineness, as is indicated by Fig. 3, where the residue on a British Standard 170 mesh sieve is plotted against the specific surface determined by the air-permeability method for a large number of cements.

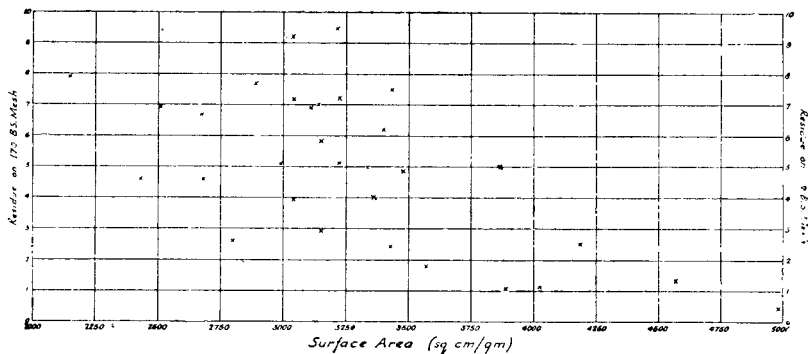


FIG. 3 — Portland cements.  
Relation between residue on B.S. 170 mesh and surface area.

The air-permeability method for determination of cement fineness has been incorporated in the British Standard for Low Heat Cement, and is also being incorporated in the revision of the specifications for normal and rapid-hardening Portland cement. It has also been adopted in the U.S. Federal Specification for Cements (1946), though the form of the apparatus used is different.

#### HEAT OF HYDRATION OF CEMENTS

The heat of hydration is one of the important properties controlled in specifications for low heat cement and methods for its determination were amongst the topics discussed at the Congress in Washington, D.C., in 1936. Subsequently the British Sub-committee on Special Cements undertook, at the request of the International Committee on Special Cements, to arrange comparative tests to determine the degree of reproducibility between results obtained by the adiabatic and heat of solution methods in different laboratories. Samples of three cements of varying heat of hydration were distributed in sealed tins from the Building Research Station to the collaborating laboratories, but the collation of the results, which was undertaken by the present author, was only just completed at the outbreak of war.

The co-operating laboratories were as follows:

1. France: Société Anonyme des Chaux et Ciments de Lafarge et du Teil, Laboratoire Central (M L'Hopitallier).
2. Great Britain: Building Research Station, Garston, Herts. (Dr. F. M. Lea).
3. Sweden: Skanska Cementaktiebolaget, Limhamn (Mr. P. Håkanson).
4. U.S.A.: Bureau of Reclamation, Denver, Colorado (Mr. J. L. Savage).

The methods employed were:

1. *France*
  - (a) Heat of solution, specimens cured at 64°F.
  - (b) Specimens cured at 100°F.
2. *Great Britain*
  - (a) Temperature rise of adiabatically cured concrete.
  - (b) Heat of solution, curing temperature 70°F.
  - (c) Heat of solution, curing temperature 100°F.

3. *Sweden*

Temperature rise of adiabatically cured concrete

4. *U.S.A.*

Heat of solution, curing temperature 100°F.

The methods used for the heat of solution tests in the various laboratories followed the procedure adopted in the U.S.A., with certain minor modifications indicated below. In this test the heat of hydration is determined by the difference, recalculated to an anhydrous basis, between the heat of solution of the unhydrated cement and that of the set cement after curing for 7 or 28 days. It had been usual to adopt 100°F. as the standard temperature of curing of the set cement. As, however, there was evidence that this temperature led to a greater acceleration of the rate of liberation of heat with some cements than with others, there was a growing tendency to use a curing temperature of 70°F. in place of 100°F. Tests were, therefore, arranged to cover both these temperatures. In the adiabatic method, specimens of concrete are placed in a fully controlled adiabatic calorimeter and the heat of hydration determined from the temperature rise and the specific heat of the concrete.

### TEST METHODS

The methods used in the co-operating laboratories were as follows:

#### LABORATORY (1) FRANCE

The calorimeter used was that described in U.S. Federal Specifications for Hydraulic Cements, No. SS-C-158. For solvent, for 3 gm. of anhydrous cement, 350 gm. of 2N nitric acid, with 11 gm. of 40 per cent hydrofluoric acid, was used. The specimens were made up with a water/cement ratio of 0.40, the water being added in two stages; the cement was first gauged with 30 per cent of water for 3 minutes, then the rest of the water added and the paste mixed vigorously for 2 minutes. The specimens were cast in glass tubes and stored in moist air at the given temperature.

#### LABORATORY (2) GREAT BRITAIN

(a) The adiabatic calorimeter and method of test are described in Building Research Technical Paper No. 15. Concrete specimens composed of 1 part cement to 6 parts gravel-sand aggregate by weight,  $W/C = 0.60$ . Specific heat of concrete assumed constant at 0.25 cal. per gm.

(b) and (c) the apparatus and method of test were essentially those of U.S. Federal Specification SS-C-158. The solvent was 394 ccs. of 2N nitric acid with 9.6 ccs. of 40 per cent HF, for each 3 gm. of anhydrous cement or 3.5 gm. of hydrated cement.

#### LABORATORY (3) SWEDEN

The adiabatic calorimeter was described in the report of the Swedish Sub-committee on Special Cements to the London Meeting (16th April 1937) of the International Sub-committee on Special Cements for Large Dams.

The concrete specimens were composed of 1 part by weight cement, 1 part finely ground sand and 4 parts standard sand,  $W/C = 0.60$ . The specific heat of the concrete was assumed to be that calculated from the individual specific heats of the constituents and to be independent of temperature.

T A B L E I I  
H E A T S O F H Y D R A T I O N ( C A L S . / G . M . )

Laboratory	Method <sup>1</sup>	Cement D			Cement E			Cement F			
		1 day	3 days	7 days	1 day	3 days	7 days	1 day	3 days	7 days	
1 (a)	H 64°F.	—	—	71	—	—	46	—	—	78	93
2 (b)	H 70°F.	—	—	81	—	—	45	—	—	84	95
1 (b)	H100°F.	—	—	81	—	—	53	—	—	84	90
2 (c)	H100°F.	—	—	84	—	—	52	—	—	88	97
4	H100°F.	—	—	82	—	—	52	—	—	88	93
2 (a)	A	46	64	76	11	34	42	43	78	85	—
3	A	53	73	80	20	48	55	63	87	92	102

1. H = Heat of solution method with curing temperature shown.

A = Adiabatic method.

## LABORATORY (4) U.S.A.

The method was that described in U.S. Federal Specification No. SS-C-158, with minor modifications. The glass vials containing the cement paste were placed in a rotating box for the first 24 hours to prevent segregation.

*Results* — The summarized results are given in Table II. The heat of solution values obtained in the different laboratories for specimens cured at 100°F. are in moderate agreement and the differences shown are probably to be attributed to variations arising in the preparation of the test specimens rather than to discrepancies in the actual heat of solution measurements. One of the main sources of error lies in the carbonation of samples during the grinding operation which precedes the determination of the heat of solution. Even with considerable care variations between separately prepared samples may arise from this cause or from relatively small errors in the determination of the loss on ignition. The results obtained on specimens cured at 64°F. or 70°F. are, as is to be expected, slightly lower than those cured at 100°F.

Table III shows the relation at 7 days between the average of the adiabatic results and the averages of the heat of solution values at 70°F. and 100°F. For the purposes of averaging, the values obtained at 64°F. and at 70°F. have been taken together.

TABLE III — RELATION BETWEEN THE ADIABATIC AND HEAT OF SOLUTION METHODS

Method	Number of values in mean	Heat of hydration at 7 days ( cal./gm.)		
		D	E	F
Adiabatic	2	78	49	89
Heat of solution :				
64-70°F.	2	76	46	81
100°F.	3	82	52	87

The adiabatic method gives results which tend on the whole to be slightly lower at 7 days than those obtained from the heat of solution method with 100°F. curing and this is to be attributed to the differences in the thermal history of the specimens. The heat of solution values at 70°F. are lower than the adiabatic values. It is clear, however, that the curing temperature in the heat of solution method which will most closely approach in its effect that of the thermal history of the adiabatically cured specimens must vary with the heat evolution of the cement.

For low-heat cements a curing temperature of 70°F. seems preferable to 100°F. in the heat of solution method and it has been adopted in revised U.S. specifications and in the new British specification. As a research tool the adiabatic method has much to commend it, but for routine check testing it is impracticable owing to the duplication of apparatus needed and the heat of solution method has to be used.

## SOLUBILITY OF CEMENTS

The use of cements more resistant than normal to leaching by pure or slightly acidic mountain waters can only be regarded as a secondary precaution in the construction of dams, since the first essential requirement



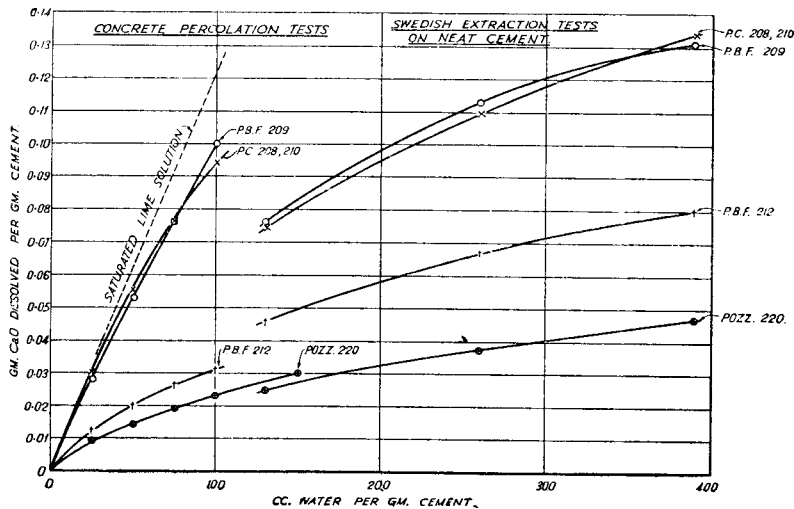


FIG. 4. — Dissolution curves for cements.

is dense concrete. Their use may nevertheless lead eventually to reduced maintenance costs. Such cements may also be very advantageous for the construction of tunnels, conduits, and other similar associated works in which surface wear may become significant in relation to the thickness of the concrete or the development of surface roughness may increase resistance to flow.

The preliminary results of a study of the solubility of cements were given in a paper by Halcrow and Lea at the 1936 Congress<sup>5</sup>. The completed work, which was published<sup>6</sup> in 1939, showed that, for comparing the relative resistance of Portland, Portland blastfurnace and pozzolanic cements to loss of lime by leaching, the simple method developed earlier in Sweden was satisfactory and gave results falling in the same relative order as those obtained from percolation tests on concrete. This is illustrated by the results shown in Fig. 4, where the amount of lime extracted per gm. of cement is plotted against the volume of water percolating through the concrete or shaken with the ground neat cement. The "Swedish extraction tests" were carried out by the method of Werner<sup>7</sup> in which 1 gm. of crushed hydrated cement of grain size 0.21-0.09 mm. is extracted with 15 successive volumes of 20 cc. each of distilled water and the lime extracted determined. The concrete percolation tests were made by forcing distilled water at a pressure of  $110 \pm 10$  lb. per sq. in. through lean concrete specimens 2 in. deep and 4 in. diameter. The minimum volume of water used in the Swedish-type extraction tests was slightly higher than the maximum volume of water passing through the concrete, but the gap where no data are available is small. The extraction curves do not, except in one case, follow on the concrete percolation curves, and the extraction method cannot, therefore, reproduce quantitatively the difference between cements found in the

5. HALCROW, W. T. and F. M. LEA — Special Cement. Second Congress on Large Dams. Washington, D. C., 1936. Question III, p. 19.

6. LEA, F. M. — Building Research Technical Paper No. 26 (1939). London, H. M. Stationery Office.

7. WERNER, D. — Cement, 20, 626 (1931).

concrete tests, but it suffices to place the cements in a relative order which seems adequate for practical purposes. It is evident also from the results that there are very significant differences in the relative resistance of different types of cements to attack by mountain waters. Though high alumina cement was not included in the present tests, the exposure trials carried out over 15 years by Halcrow<sup>8</sup> in a conduit at the Blackwater reservoir in Scotland confirm its very high resistance to surface attack. The Swedish extraction test is not applicable to this type of cement.

#### EXTENSIBILITY AND CRACKING OF CONCRETE

The extensibility of concrete is clearly an important factor in determining the degree to which thermal or drying shrinkage stresses may lead to cracking, the former being by far the more important in dam construction. Although a property of concrete as a whole, there is evidence that it is affected by the type of cement used. Thus experience in the U.S.A. has shown that the relative freedom from cracking of mass concrete structures built with low-heat cements was greater than would have been predicted from the temperature rise as compared with normal Portland cement.

While much work has been done on the shrinkage and creep of concrete, as summarized elsewhere<sup>9</sup>, the great bulk of it refers to the movement of unrestrained concrete and not to the stress set up under conditions of restraint. It is, however, the stress set up by temperature change, or drying, and its gradual relaxation as creep occurs, which is of great practical importance. The effects of creep are, in general, beneficial, but it may in itself under some conditions be a cause of cracking. Thus, in a mass of restrained concrete undergoing a cycle of temperature change such that the temperature finally returns to its original value, creep will occur in compression during the temperature rise and on subsequent cooling the compression may change to tension before the original temperature is reached. Whether it will do so and at what temperature depends upon the form of the temperature cycle, the relation between creep and creep recovery on diminution of load, and on the variation in creep with the temperature and age of the concrete. The possibility thus arises of tensile cracking of restrained concrete during a temperature cycle, such as that occurring in a concrete mass during its early life while the temperature is still greater than its original value. Such a result has been obtained in laboratory tests by Davis, Davis and Brown<sup>10</sup> in which the concrete was cast and sealed in flexible containers and subjected to the temperature cycle appropriate to mass concrete while held to constant length.

The calculation of the stress-time curve from known temperature and creep data presents considerable difficulty, owing to present uncertainties as to creep behaviour, and there is a need for the further study of stress development under conditions of restraint, both by laboratory experiment and by measurements on large structures. A few investigations have been made in the U.S.A.<sup>11</sup> and Sweden<sup>12</sup>, and work has also been in progress at

8. HALCROW, W. T. — *Trans. Inst. Water Eng. London* 39, 31 (1934); *Engineering*, 137, 609, 637 (1934).

9. LEA, F. M. & LEE, C. R. — *Shrinkage and cracking of cementive materials*, p. 7, Soc. Chem. Ind. London, 1947.

10. DAVIS, R. F., DAVIS, H. E. & BROWN, E. H. — *Proc. Amer. Test. Mat.* 37 (2), 317 (1937).

11. BLANKS, R. F., MEISSNER, H. S. & RAWHOUSER, C. — *J. Amer. Concrete Inst.*, 9, 477 (1938).

12. LÖFQVIST, B. — *Tek. Meddelanden Från. Kungl. Vattenfallsstyrelsen. Series B. Nr. 22* (1946)

the Building Research Station for some years on the same general subject, though in a somewhat different connection.

#### NEW BRITISH STANDARD FOR LOW-HEAT CEMENT

A British Standard for Low-heat Portland Cement (B.S. 1370: 1947) was published early in 1947. The more important requirements are as follows:

*Compressive Strength* of 1:3 by weight cement: standard sand mortar cubes with a water content of 10 per cent to be not less than 1,000 lb. per sq. in. at 3 days, 1,600 at 7 days and 3,750 at 28 days. The cubes are compacted by vibration.

*Heat of hydration* of the cement determined by the heat of solution method with a curing temperature of 21.1°C. (70°F.) to be not more than 65 calories per gm. at 7 days and 75 at 28 days.

*Fineness* of the cement determined by the air permeability method to be not less than 3,200 sq. cm. per gm.

The strength figures laid down in the compression test on a mortar should ensure that a concrete with a water-cement ratio of 0.6 will have a cube strength of not less than 2,000 lb. per sq. in. at 28 days when cured at 64°F. The heat of hydration requirements are very similar to those in the low-heat cement specifications of other countries.

By comparison with the values for specific surface of 2,250 and 3,250 sq. cm. per gm. which are being adopted for normal and rapid hardening Portland cement respectively in the latest revision of the British specifications, it will be seen that the cement is required to be more finely ground than normal Portland cements. The value of 3,200 sq. cm. per gm. by the air permeability method corresponds roughly to the value of 1,800 sq. cm. per gm. by the Wagner turbidimeter specified in the A.S.T.M. specification (C150-44) for low-heat cement. Exact comparison cannot be made because, as noted earlier, the ratio between values by the two methods varies.

The usual requirements as to soundness and setting time are included and the minimum time of initial set has been increased to 1 hour compared with 30 min. for normal and rapid hardening Portland cement. The maximum lime content of the low-heat cement is limited to a lower value than for other Portland cements, but there is no limitation based on calculated compound content as used in the U.S.A. specifications.

#### PORTLAND BLASTFURNACE AND POZZOLANIC CEMENTS FOR MASS CONCRETE CONSTRUCTION

Though there is relatively little experience of the use of cements other than of the Portland type for mass concrete construction in Great Britain, experimental work has been carried out at the Building Research Station both on Portland blastfurnace cements (Portland cement ground with granulated slag) and pozzolanic cements (Portland cement ground with pozzolana). Both types of cement have been used in other countries in the construction of dams.

*Portland blastfurnace cement* is, in general, but not invariably, somewhat slower in rate of strength development than normal Portland cement, though it conforms to the usual specification strength requirements for Portland cement. Low-heat Portland blastfurnace cements can be made, but much still remains to be done to determine the type of granulated slag and Portland cement clinker which will give the most favourable results.

TABLE IV  
PROPERTIES OF PORTLAND BLASTFURNACE CEMENTS

Cement	7 days		28 days		90 days	
	Heat of hydration Cals. per gm.	Strength Concrete* lb. per sq. in.	Heat of hydration Cals. per gm.	Strength Concrete* lb. per sq. in.	Heat of hydration Cals. per gm.	Strength Concrete* lb. per sq. in.
Portland Cement A...	81	3,800	93	5,440	103	6,605
70% Portland Cement A .....	68	3,600	83	5,730	86	6,405
30% Granulated Slag 1 .....						
70% Portland Cement A .....	59	2,285	73	3,825	78	5,125
30% Granulated Slag 2 .....						
70% Portland Cement A .....	62	2,795	—	4,540	79	5,883
30% Granulated Slag 3 .....						

\* Concrete. 1 : 2 : 4 weight mix. w/c 0.60. 4 in. cubes cured moist air one day and then in water at 64°F.

The data in Table 4 illustrate the relative properties of one Portland cement and of a 70 : 30 weight mixture of the same Portland cement with three different granulated slags.

The heat of hydration of Portland cements of all types ranges from about 45 to 100 cal. per gm. at 7 days and 55 to 110 at 28 days. The values for Portland blast-furnace cement from the limited number tested at the Building Research Station have been found to range from 60 to 70 cal. per gm. at 7 days and 65 to 95 at 28 days. The maximum limits in the British Standard for low-heat Portland cement are 65 and 75 cal. per gm. at 7 and 28 days respectively.

*Pozzolan cements* have been used in some countries for the construction of dams, a notable example being the Bonneville Dam constructed in the Columbia River in the U.S.A. They can readily be made to conform to the requirements for heat evolution of a low-heat cement and concrete made from them also appears to offer favourable characteristics as regards its extensibility<sup>11</sup>.

In the years before 1939 a lengthy investigation on pozzolan cements was carried out at the Building Research Station, but the results have not yet been collected together for publication. A substitution\* of 40 per cent pozzolana by weight in a Portland cement was found to reduce the heat of hydration at 7 days, as determined by the adiabatic method, by about 20 per cent on the average, but the effect varied both with the Portland cement and the pozzolana. A somewhat similar proportionate effect might be expected with a lesser degree of substitution. The strength of pozzolan cement concretes at normal temperature is considerably reduced at early ages as pozzolana is substituted for Portland cements, but under adiabatic conditions of curing there is no strength reduction, as is illustrated by the data in Table 5. Some further data on the heat evolution of pozzolan cements,

**TABLE 5 — STRENGTH AND HEAT OF HYDRATION OF POZZOLANIC CEMENTS**

CEMENT	Compressive strength* lb. per sq. in. at 7 days		Heat of hydration cal. per gm. cement at 7 days (adiabatic method)
	Cured 18°C.	Cured adiabatically	
Portland Cement 196	1,830	2,750	56
60% Portland Cement 196	1,230	3,455	47
40% Burnt Clay Pozzolana 145			
60% Portland Cement	1,310	2,870	44
40% Burnt Shale Pozzolana S40			
Portland Cement 214	3,575	3,950	90
60% Portland Cement 214	2,420	4,830	75
40% Burnt Clay Pozzolana 145			
60% Portland Cement 214	2,350	4,050	74
40% Burnt Shale Pozzolana S40			

\*6 in × 3 in. cylinders 1:2:4 concrete, w/c 0.60. The corresponding cube strength is about 50 per cent higher.

compared with that of the parent Portland cement, are given in Table 6. Other data on the heat evolution of pozzolanic cements have been published by Kalousek and Jumper<sup>13</sup>.

TABLE 6 — POZZOLANIC CEMENTS: HEAT OF HYDRATION  
HEAT OF SOLUTION (70°F.) METHOD

CEMENT	HEAT OF HYDRATION CAL/GM.	
	7 days	28 days
Portland Cement 242	61	69
60% Portland Cement 242 } 40% Burnt Shale Pozzolana }	46	53
Portland Cement 247	81	92
60% Portland Cement 247 } 40% Burnt Shale Pozzolana }	60	69
Portland Cement 295	68	83
60% Portland Cement 295 } 40% Burnt Shale Pozzolana }	51	56

The reduction in strength at early ages of pozzolanic cements at normal temperatures as compared with the parent Portland cement is progressively recovered at increasing ages. Typical strength curves for concrete are shown in Fig. 5 for cements containing a good and a poor pozzolana. Though both give similar reductions in strengths at early ages as pozzolana is substituted for Portland cement, the good pozzolana (S40) shows a subsequent steady gain in strength as compared with the parent Portland cement. The poor pozzolana (No. 100) shows no such recovery. It is a characteristic of pozzolanic cements that the strength developed in concrete of ages of 7 or even 28 days at a temperature of 64°F. is dependent primarily on the proportion and rate of hardening of the parent Portland cement since the reaction of the pozzolana is a slower process. At higher temperatures the reactivity of the pozzolana increases rapidly, thus accounting for the high strength found even at 7 days with adiabatic curing. The ultimate properties of a pozzolanic cement depend very markedly on the pozzolana, as Fig. 5 illustrates. These characteristics of pozzolanic cements raise real difficulties in their testing, in so far as this has to rest on short-age tests.

In all specifications issued so far in other countries the pozzolanic cement is either tested along similar lines to Portland cement, or separate tests are required on the pozzolana and the Portland cement before blending. Though the application of the same strength tests as are used for Portland cement will, provided the test mortar is of plastic and not dry consistence, afford a check on the rate of strength development to be expected in concrete at early ages, it affords no test of the quality of the pozzolana present or of the properties to be expected in the matured concrete.

As an acceptance test<sup>14</sup> for the pozzolana for Bonneville Dam, compressive tests were made at 7 and 28 days on cylinders of 1:2:9 hydrated lime:

13. KALOUSEK, G. L. & JUMPER, C. H. — J. Amer. Concrete Inst., 15, 145 (1943).

14. CLARK, R. R. & BROWN, H. E. — J. Amer. Concrete Inst., 8, 183 (1937).

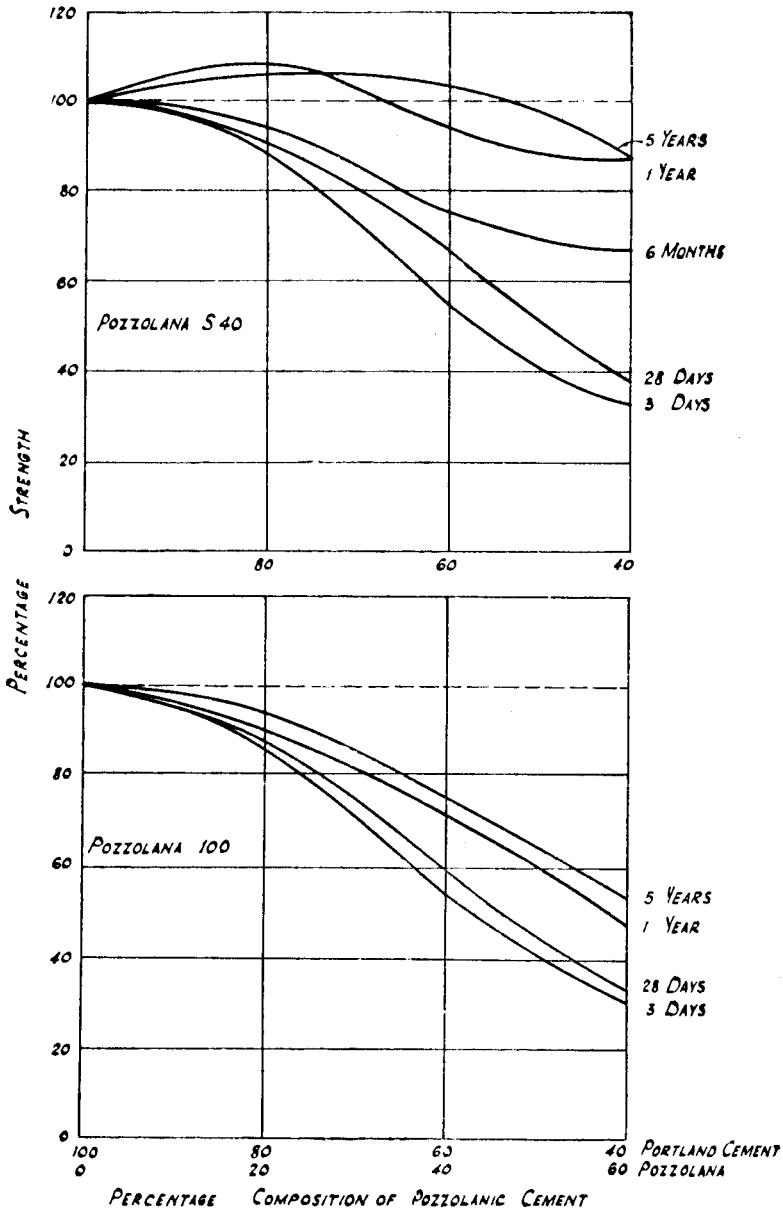


FIG. 5 — Effect of substituting pozzolana for Portland cement on the compressive strength of concretes stored in water at 18°C. Strengths expressed as a percentage of the strength of the concrete made from the unsubstituted Portland cement at the same age.

pozzolana: standard sand mortar cured at 70°F. for 12 hr., then at 100°F. for 12 hr., then at 130°F. until 12 hr. before testing and then at 70°F. The blended cement was also required to conform to the current A.S.T.M. tensile strength requirements. While acceleration of strength development

of pozzolanas by curing at raised temperatures is advantageous for testing purposes, the form of test used for Bonneville Dam did not, from the published data<sup>15</sup>, appear to give results showing any high degree of correlation with the behaviour of the cement in concrete at longer ages. Studies of high temperature curing made at the Building Research Station before the war have indicated that an improved test of the value of the pozzolana present can be obtained from the difference in the compressive strength of 1:3 pozzolanic cement: standard sand mortar cubes, cured respectively at 50° and 18°C. The cubes were vibrated in accordance with the British Standard for Portland cement (No. 12-1940 and 1370-1947) and three cubes cured at 18°C. for 7 days (1 day moist air, 6 days water) and another three cured for 1 day in moist air at 18°C., 4 days in water at 18°C., then 46 hr. in water at 50°C. followed by a final 2 hr. in water at 18°C. The

TABLE VII — DAMS UNDER CONSTRUCTION OR PLANNED IN GREAT BRITAIN

No.	LOCATION	TYPE	LENGTH FT.	MAXIMUM HEIGHT FT.	VOLUME OF CONCRETE cu. yd.
1	Clawen, Wales	Gravity	1,198	184	3,61,400
2	St. Saviour's, Guernsey	"	898	66	69,000
3	Benevean, Scotland	"	555	95	50,500
4	Mullardock, Scotland	"	2,385	119	2,09,500
5	Cluanie, Scotland	"	2,015	110	2,08,500
6	Loyne, Scotland	Gravity (earth filled)	1,795	75	33,300 concrete 406,000 earth
7	Invermoriston, Scotland	Gravity	767	127	1,23,000
8	Quoich, Scotland	"	1,344	142	1,95,500
9	Garry, Scotland	"	1,026	84	45,000
10	Cluny, Scotland	"	423	66	25,000
11	Pitlochry, Scotland	"	470	52	44,000
12	Errochty, Scotland	Hammer head buttress	1,420	130	2,20,000
13	Luichart, Scotland	Gravity	580	45	20,000
14	Torr Achilty, Scotland	"	600	51	10,000
15	Glascarnoch, Scotland	Concrete cored, earth fill	1,600	90	16,000 concrete 7,35,000 earth
16	Strath Vaich, Scotland	"	780	70	9,000 concrete 1,99,000 earth
17	Meig, Scotland	Concrete cored, earth fill	500	60	14,000 concrete 10,000 earth
18	Orrin, Scotland	Gravity	840	120	99,000

Nos. 1, 2, 3, 4, 10, 11 under construction.

No. 12 awaiting construction.

Nos. 5, 6, 7, 8, 9, 13, 14, 15, 16, 17, 18 projected.

15. DAVIS, R. E., KELLY, J. W., TROXELL, G. E. & DAVIS, H. E. — J. Amer. Concrete Inst. 1. 80 (1935).



difference between the strengths under these two conditions is dependent primarily on the proportion and quality of the pozzolana present, and provides a useful basis for acceptance tests for pozzolanic cements. The normal compressive tests on the mortar at 3 and 28 days are needed in addition to check the rate of strength development of the cement.

### DAM CONSTRUCTION IN GREAT BRITAIN

Since the end of the war a considerable program of dam construction has been commenced in Great Britain. In particular the water power resources of North Scotland are being developed under the North of Scotland Hydroelectric Board and the constructional program is expected to extend over some fifteen years. Some dams are also being erected elsewhere in the British Isles for water supply purposes. A list of some of the major dams projected or under construction is given in Table VII. The author is indebted to Sir Alexander Gibb and Partners and Sir William Halcrow and Partners, the consulting engineers, for the details. The dam at Claerwen in Wales, designed for water supply, and the largest under construction, is being built with low-heat Portland cement. For the remaining dams under construction normal Portland cement is being used, since in most cases the designs were far advanced before the issue of the new British Standard for low-heat cement. Many other dams are, however, to be built in Scotland under the long-term development program. It is expected that many opportunities will be available, during all these constructions of dams of varying types, for investigational work.

### SUMMARY

The requirements for cements for large dams are surveyed in relation to their fineness, heat evolution, and resistance to leaching by pure or slightly acidic waters and the extensibility and creep characteristics of concrete. The results of comparative tests made in different countries on the fineness and heat evolution of cements, are reported, and a good degree of reproducibility found to exist. An account is given of the new air permeability method for determining the specific surface of cements, which offers advantages over other methods for measuring fineness and has been adopted in Great Britain and the U.S.A. A British Standard for low-heat Portland cement was issued early in 1947 and its requirements are reviewed. Brief mention is made of the results of work carried out on Portland blast-furnace and pozzolanic cements in relation to mass concrete construction and on the testing of the latter. Finally a list is given of dams under construction or projected in Great Britain.

### RÉSUMÉ

Les qualités des ciments pour grands barrages sont résumées, en ce qui concerne leur finesse, le dégagement de chaleur et leur résistance à la dissolution et à l'entraînement par des eaux pures ou faiblement acides. L'extensibilité et les caractéristiques de déformation du béton. On expose les résultats des essais comparatifs, faits dans différents pays, de la finesse

et du dégagement de chaleur des ciments, essais qui sont susceptibles d'être répétés avec exactitude. On décrit la nouvelle méthode de perméabilité à l'air pour déterminer la surface spécifique des ciments, qui l'emporte sur d'autres méthodes en ce qui concerne la mesure de la finesse, et que l'on a adoptée en Grande-Bretagne et aux Etats-Unis. Une norme britannique pour le ciment Portland basse-chaleur a été publiée au commencement de 1947 et on rend compte des caractéristiques qu'elle impose. On fait mention de résultats d'essais de ciments Portland haut-fourneau et pouzzolaniques utilisés dans les constructions massives en béton, et des essais de ces constructions. Enfin on donne une liste des barrages en voie de construction ou projetés en Grande-Bretagne.



QUESTION N° II

HAKANSON  
SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

GENERAL PRINCIPLES FOR A SPECIFICATION OF SPECIAL  
CEMENTS\*

PER HÅKANSON

At the meeting of the International Sub-committee on Special Cements in Vienna on the 26th of August 1938, it was decided to circulate a questionnaire among the members in order to, after receiving the replies, summarize the results of the work of the Committee.

The questionnaire decided on was as follows:

The International Sub-committee on Special Cements are considering the general principles of the specification of special cements for large dams. Except in special cases (e.g. heat evolution, solubility, etc.) it is not proposed to attempt to lay down the methods of test or the limits to be imposed, but rather to indicate in a general manner the properties required. This may then, it is hoped, form a useful guide to national committees, to specialist authorities, and to engineers concerned in the drafting of detailed specifications.

The following questionnaire is circulated to members for reply, and it is requested that these should be sent to the Central Office in Paris (28, Boulevard Raspail, Paris) not later than February 28th, 1939.

1 — HEAT EVOLUTION

What limitation of the heat evolution of cements should be imposed? Can the desirable limits be given?

Up to what age should tests be made, (1) for initial determinations of the suitability of a cement, and (2) for routine control?

2 — STRENGTH

Can suggested figures for the strength required in concrete of a given cement content at various ages be given? If so, it would be possible for different countries so to adjust the limits imposed in normal tests used in their specifications as to ensure that these concrete strengths are obtained.

\*Principes généraux pour une spécification des ciments spéciaux.

Are there important differences in the tensile compressive strength ratio of concretes made with low heats and normal cements? Is any specification, by mortar tests or otherwise, of the tensile strength of concrete desirable, or possible?

### 3 — SETTING TIME

Is a rather longer setting time than the minimum limit usually imposed in specifications for normal cements desirable?

### 4 — SOUNDNESS

Is any variation from the limits imposed in specifications for normal cements required?

### 5 — FINENESS

Is control of the fineness of low heat cements desirable? If so, should this preferably be in the form of sieve tests or of determinations of surface area? If the latter, is any one method preferred?

### 6 — SOLUBILITY

Is the inclusion of a test limiting the solubility of cements in pure waters desirable?

### 7 — SHRINKAGE AND CREEP

Should shrinkage and/or creep tests on (1) mortar or (2) concrete be included in a specification of low heat cements. Is a simple test on specimens restrained in heavy metal moulds and exposed, after curing for a defined period, to an atmosphere of defined relative humidity, the time for cracking to occur being observed, desirable or practicable?

### 8 — COMPOSITION ( PORTLAND CEMENTS )

Should any limitation of the composition of low heat Portland cements be imposed, other than the limits for sulphur trioxide, magnesia, loss on ignition, and insoluble material found in specifications for normal Portland cements?

### 9 — LOW-HEAT CEMENTS OTHER THAN PORTLAND

Is the use of low-heat pozzolanic or blast-furnace cements desirable? If so,

1. *Pozzolanic Cements* — Should any additional tests be imposed to determine the quality of the pozzolana present? What are the maximum and minimum limits desired for the proportion of pozzolana present in the cement?

2. *Blast-furnace Cements* — Should any limitation on (a) the proportion, (b) the chemical composition of the slag present be imposed?

### 10 — PERMEABILITY

Should tests of permeability made on a standard mortar or concrete be included in a specification?

## 11 — WORKABILITY

Can any tests on the workability usefully be imposed in a specification?  
Is the fineness of the cement any useful guide to this property?

\*            \*            \*

To this questionnaire the following ten replies have been received:

The National Sub-committee of	Australia
"                    "          "	Great Britain
"                    "          "	Germany
"                    "          "	Poland
"                    "          "	Sweden
Personal reports from:	M Campus, Belgium
	M de Langavant, France
	M Mary, France
	Professor Kallauner, Tjeckoslovakei
	Mr. Blanks, U.S.A.

The Australian Sub-committee has submitted the Australian Standard Specification for low-heat cement. This differs from the ordinary specification only with regard to heat evolution, strength and chemical composition. The other questions in the questionnaire have not been dealt with in this report.

The contents of the replies may be summarized as follows:

## 1 — HEAT EVOLUTION

In Australia and Belgium limits on heat evolution have already been decided on. In reports from four other countries tentatively suggested values are given. In one of these — U.S.A. — it is stressed, however, that the heat evolution actually should be limited through specifying the chemical composition of the cement.

As far as straight Portland cements are concerned all the reports agree very well on the permissible amount of heat liberated during hydration, which fact is evident from the table compiled from the reports.

REPLY FROM	CALORIES LIBERATED AFTER			REMARKS
	3 days	7 days	28 days	
Australia	—	65	75	Adopted Specifications, tolerance 2 cal. for slag cement
Belgium	42	—	—	
Great Britain	55	65	75	Tentatively suggested in draft Spec. Tentatively suggested in draft Spec. tolerance + 10 per cent
Sweden	60	70	—	
U.S.A.	—	60	70	The type of cement is defined by its chemical composition—the values given are such as are usually obtained. For specification purposes figures ought to be slightly higher.

In the German report (translated to English), it is stated that "cements with a heat of hydration exceeding 30 calories per gramme are unsuitable for the construction of large dams, and can certainly not be reckoned as special cement for this purpose". No age is given.

With regard to the time at which the heat of hydration should be tested, all reports agree that for the choice of a cement at least 28-day tests should be made. From some countries even longer periods are suggested, viz. Germany : 3 and 6 months, Poland : 3 months and Sweden: "28 days or longer". For delivery tests, on the other hand, 3 and 7-day tests are considered to be sufficient in all answers.

Practically all the reports have also discussed the method to be used for determining the heat evolution. In this respect the opinions vary considerably. The heat of solution method is adopted in Australia, Poland and U.S.A., the thermos flask method is recommended by Belgium and France, whereas finally the adiabatic method is preferred in Great Britain and Sweden.

## 2 — STRENGTH

The first question under the heading of strength is dealt with in four replies. The British report states that a 1:2:4 (by weight) concrete, w/c 0.60, should have a strength of at least 2,000 lb./sq. in. (140 kg./cm.<sup>2</sup>) after 28 days wet storage. In the Swedish reply it is pointed out that a strength of 200 kg./cm.<sup>2</sup> after 3 months is fully sufficient in mass concrete. In France, according to Mr. Mary, it is desired that the concrete after a year should have a strength of 225 to 250 kg./cm.<sup>2</sup>, and in Belgium the specifications for slag cement call for a concrete strength of 200 kg./cm.<sup>2</sup> after 28 days.

In reports from Belgium, France, Germany and Poland doubts are expressed as to the possibility of predicting concrete strength on the basis of mortar tests.

In the Swedish reply the tensile-compressive strength ratio is said to be more favourable for mortar of slow hardening cement than for mortar of standard cement. In the French reports it is only stated that there is a marked difference between the two kinds of cements.

In the Polish, Swedish and the two French replies tensile or flexural tests are considered valuable for the choice of cement.

In the two French replies attention is called to the fact that for each type of cement there is a fairly constant relation between tensile and compressive strength, and it is concluded that it is necessary to run only one kind of tests.

With regard to the kind of test, Mr. Blanks states: "... tests for compressive strength are to be preferred to tensile tests as they are more reliable and more indicative of what to expect in concrete".

## 3 — SETTING TIME

In the Swedish reply a long setting time is considered advantageous in the execution of large concrete works, and it is stated that it might be advisable to stipulate that the setting shall begin not earlier than 3 and not later than 8 hours after addition of the water.

Mr. de Langavant is of the opinion that it is easier to demand a longer setting time, when concession is made as to the speed of the increase in strength, and also mentions that the specification of the French Military Engineers prescribe an initial setting time of at least 3 hours.

The British Standard Specification for normal Portland cement requires a minimum time of initial set of 30 min., but in the British Draft Specification for low-heat cements a time of one hour has been recommended.

In the other replies no change of the limits for the initial setting time is considered to be necessary.

#### 4 — SOUNDNESS

No variation from the limits imposed in specifications for normal cements is suggested.

#### 5 — FINENESS

In practically all the replies control of the fineness is considered desirable. This is especially emphasized in the American answer. Mr. Blanks strongly advocates the use of finely ground cement because the fineness improves the otherwise low strength of the low-heat cement at the same time as it reduces the w/c ratio for a given consistency, reduces bleeding and improves workability.

As to the methods of test to use, opinions differ somewhat. There is a general agreement, however, that if any real control of the fineness is desired, it is necessary to introduce some more refined method of test than the sieve tests. The Wagner method is adopted in the U.S.A. by the Government as well as by the American Society for Testing Materials. The Andreasen method is recommended in the German, Polish and Swedish replies and the "Fluorimètre" in the two French reports. The Belgian and British reports suggest the use of "one of the modern methods". It is generally desired to determine the surface area. In the German and Swedish replies, however, it is suggested to determine the amount of material below a certain limit (20 or 30 microns). For routine tests, however, sieve analyses are considered satisfactory in the Polish and the two French reports, provided the cement comes from the same mills all the time.

#### 6 — SOLUBILITY

For the choice of a cement a solubility test is regarded as valuable in the British, French and Swedish replies. In the American reply a simple solubility test is considered valuable for focusing attention on this question.

It does not seem practicable to lay down limiting values.

#### 7 — SHRINKAGE AND CREEP

It can be generally concluded from the reports that as yet it is of doubtful or no value to try to include tests for shrinkage or creep in the specifications. These questions and especially, as pointed out in some replies, the ductility of the concrete should be more thoroughly investigated.

As to the last question under this heading the American reply states that tests to determine the resistance against cracking of low-heat cement due to shrinkage by means of measuring the stress developed in restrained specimen seem to be of questionable value. Preliminary tests were carried out at Denver without establishing conclusive results; and "it is felt that the subject is still in the experimental stage and should be investigated more extensively . . ."

#### 8 — COMPOSITION ( PORTLAND CEMENTS )

The American reply most strongly emphasizes that the type of cement should be defined by its chemical composition rather than by tests of qualities



and states: "— We assume the responsibility for its properties, neglecting slight variations from a pattern cement which may occur through inaccuracies in the composition theory".

Also in the Australian specification submitted limits on all four of the recognized main constituents are prescribed.

In no other reply it is thought desirable or advisable to impose limits as to the composition, beyond those applying to standard cement. It is considered that the manufacturer as far as convenient should be allowed a free hand to produce the cement having the properties stipulated. The British reply mentions one possible exception, however, viz. to state that the  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ : $\text{Al}_2\text{O}_3$  ratio should not exceed 1.5. The advisability to run chemical analyses in order to control the uniformity of the products is pointed out in the Swedish reply.

In no report mention is made whether or to what extents burning conditions might change the relation between chemical composition and physical properties.

### 9 — LOW-HEAT CEMENTS OTHER THAN PORTLAND

The use of pozzolanic and blast-furnace cement is generally regarded as desirable.

1. *Pozzolanic Cements* — In the present reports only pozzolanic cements made of Portland cement and a pozzolanic admixture are treated. Pozzolanic cements containing lime and a pozzolana have not been mentioned.

In the British reply it is considered very desirable to include a test to ensure that the pozzolana is not inert, and in tentative draft specifications referred to in the Swedish reply it is prescribed that 1 part of pozzolana shall be capable of binding 0.2 part of lime in 28 days.

In the American and in the two French replies it is proposed that the value of the pozzolana should be judged by the properties of concrete or mortar made of a mixture of pozzolana and cement.

As to the proportions the British reply suggest 15-40 per cent and the Swedish 20-40 per cent pozzolana.

2. *Blast-furnace Cements* — With regard to proportions, maximum limits are suggested in the British and Swedish replies (65 and 70 per cent respectively), whereas the German reply refers to existing German specifications. In Belgium the specifications call for a minimum amount of slag by prescribing that the slag cement shall not contain more than 50 per cent  $\text{CaO}$ .

In most of the replies it is considered unnecessary to impose limits on the chemical composition of the slag present. Mr. de Langavant points out that it is useless to introduce specifications unless the user can exercise control at the manufacturer's works.

### 10 — PERMEABILITY

In the German reply it is stated that concrete made of low heat cement must conform with existing German specifications so far as permeability tests are concerned. In no other reply the inclusion of a permeability test is wanted. In some replies, however, it is pointed out that for the selection of a cement, it is advisable to test the concrete in this respect.

## 11 — WORKABILITY

The importance of a test of workability — especially for the selection of a cement — is pointed out but as a reliable method is still lacking, it is not considered possible to specify any definite test. In the German reply it is mentioned that for road-building purposes a new method of testing workability has been developed which might prove to be useful.

In the British, German and Swedish replies the beneficial influence of increased fineness on the workability is mentioned. In the American reply fineness is stated to be a useful guide to the property of workability.



QUESTION N° II

VENABLES  
AUSTRALIE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

EXPERIENCE IN THE USE OF LOW-HEAT CEMENT\*

F. DE L. VENABLES

*Research Engineer, Sydney, Australia*

1 — CONSTRUCTION EXPERIENCE

In 1935 the Metropolitan Water Sewerage and Drainage Board of Sydney commenced to use low-heat cement in order to gain experience with the material, with a view to using it ultimately in the construction of Warragamba Dam. Commencement of the construction of Warragamba Dam was scheduled for 1941. Due to the outbreak of war the construction was deferred. In November 1935 the construction of Woronora Dam was reopened after a period in which work had been suspended on account of the financial depression. Although Woronora Dam was not of such dimensions that the special techniques for heat dissipation were necessary, it was considered that the use of low-heat cement would be advantageous. It is proposed, therefore, to describe in this section the general experience gained as a result of the completion of Woronora Dam with low-heat cement.

The Fig. 1 shows a cross-section of the wall of the dam at its highest part. The dam is of gravity type on Hawkesbury sandstone foundations, the sandstone belonging to the middle phase of Triassic. The maximum height above foundation rock level is 217 ft.; full supply level of the reservoir is 8.25 ft. below the crest of the dam, and the length of the crest of the dam at roadway level is 1,350 ft. The thickness at the crest is 20 ft., and the maximum thickness at the base is 185 ft. The total quantity of material in the dam is 424,000 cu. yds. The spillway is separate from the dam.

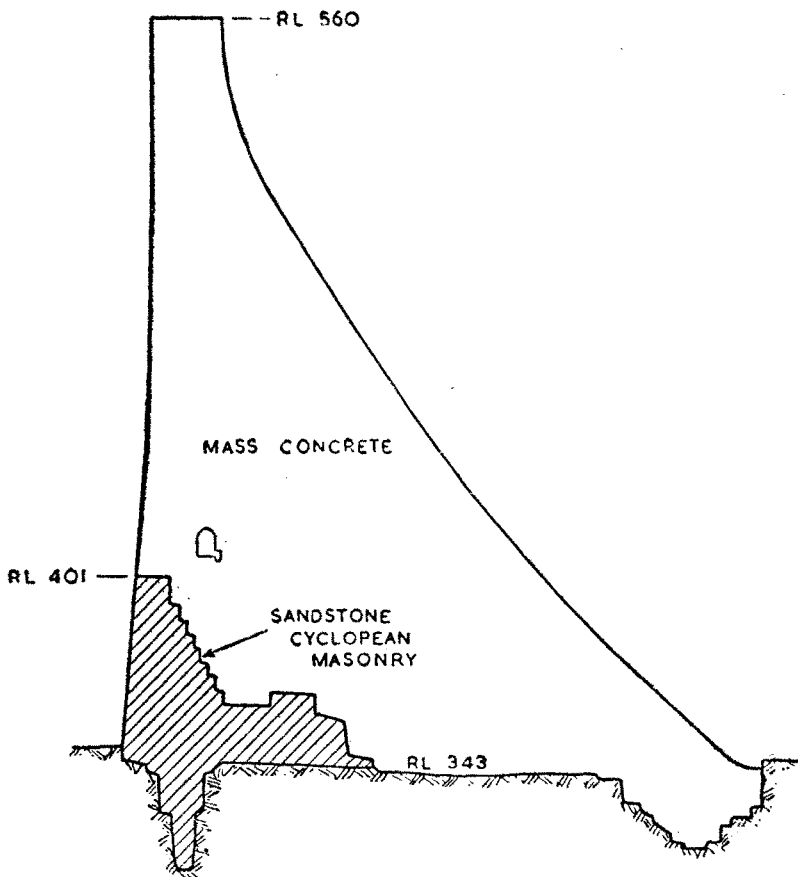
It was originally intended to construct the dam in cyclopean masonry using large blocks of sandstone set in sandstone concrete. At the commencement of the financial depression, construction in sandstone cyclopean masonry had proceeded to the extent shown by cross hatching on Fig. 1. The low wall so formed provided a small storage for the immediate supply of certain suburbs in the southern section of the metropolitan area, and continued to serve that purpose during the years of the depression. When work was reopened, it was found more economical under the changed circumstances

---

\**Résultat d'utilisation de ciment à faible chaleur de prise.*

METROPOLITAN WATER SEWERAGE AND DRAINAGE BOARD  
 SYDNEY N.S.W. AUSTRALIA

## WORONORA DAM



MAXIMUM CROSS SECTION

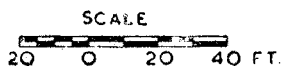


FIG. 1

to complete the dam in mass concrete. As stated above, low-heat cement was used with both crushed basalt and river gravel for coarse aggregate according to the relative economics of supply. The fine aggregate was a mixture of river and dune sands, predominantly quartz. The maximum size of coarse aggregate used was 4 in. Concrete used in the body of the dam

contained 376 lb. of low-heat cement per cubic yard, but the heat properties of the aggregate and concrete are not available.

The first design provided for the subdivision of the wall into monolithic cantilever sections, 90 ft. long, and the early work in sandstone cyclopean masonry followed this plan. When work was reopened in 1935, the lower portion of the wall was built up to the level of the top of the sandstone cyclopean section using mass concrete, but maintaining the 90 ft. block width. Above this level the width of the blocks was halved to 45 ft. Two copper water seals were cast into the concrete respectively 3 ft. and 9 ft. from the upstream face to prevent leakage along the vertical joint surfaces between the blocks. Between the two copper seals a 6 in. vertical cylindrical drain hole was formed in the concrete, the axis of the hole being in the plane of the vertical joint between the blocks. The drain holes led into the horizontal inspection gallery formed in the body of the dam. Leakage water from the vertical drains or appearing in the gallery is negligible.

After the dam had been constructed, it was noticed that fine cracks had appeared on the downstream face as downward continuations of the construction joint at 45 ft. spacing which had been interpolated between the original construction joints at 90 ft. spacing. Although these fine cracks are evident, they are perfectly dry. The inward extent of these cracks is not known. The reservoir filled in May 1943.

The concrete was placed in vertical lifts of approximately 4 ft., the surface of the concrete in each lift stepping down towards the upstream face; each step being retained by a low bulk head form of 18 in. height. The width of the steps in each lift is in general 15 ft. The minimum time between lifts of concrete was two days, but the frequency of lifts was otherwise governed by convenience and economy and was not specially related to heat generation within the concrete. Construction operations were resumed in November 1935, but the placing of concrete in the main wall was commenced in April 1937, completion of the erection of plant and extension of the excavations occupying the intervening period. Construction of the main wall reached full supply level in October 1941.

## 2 — TESTING EXPERIENCE

In addition to the use of low-heat cement for the completion of the Woronora Dam, the Board used this type of cement on a large scale in general sewerage and water works construction, including structural reinforced concrete. Low-heat cement was not used for reinforced building frames as this form of construction is not common in the Board's system; but the material was used successfully for reinforced elevated reservoirs, reinforced sewers and similar work above and below ground. The nature of the Board's work is in general such that cement of controlled composition having resistance to the sulphate radicle and less liable to early cracking is an advantage.

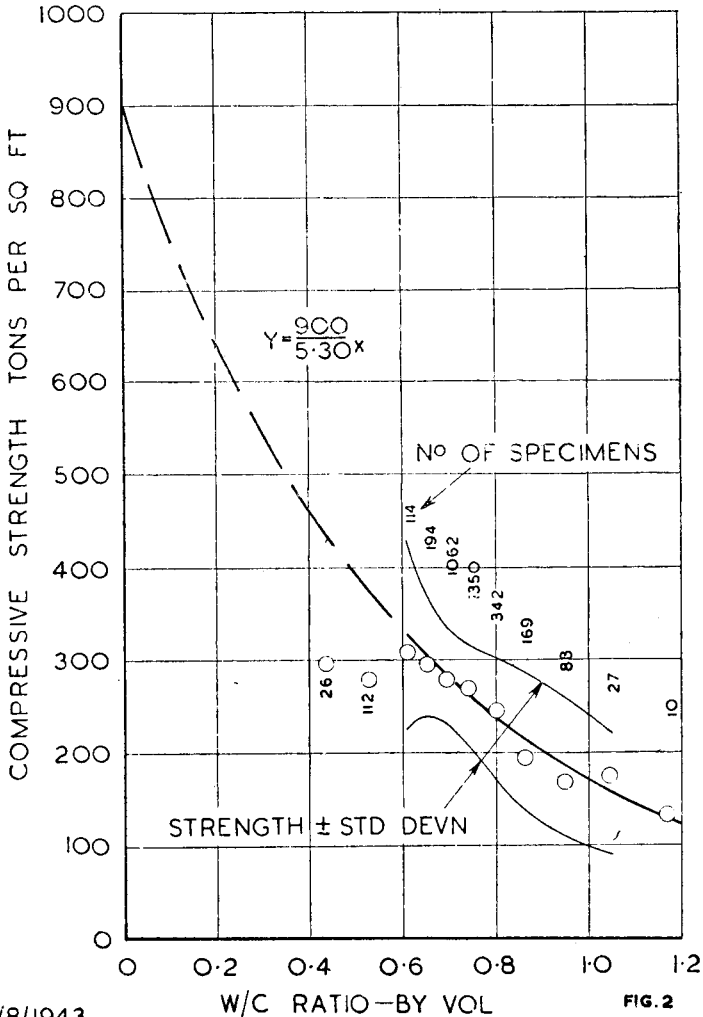
A comprehensive statistical analysis of test results was commenced in 1941 on records of tests between 1938 and 1941. The specification for the cement used over this period was based on the Boulder Dam specification. A copy of the specification and notes on the Board's experience are given in Appendix 3 of the Document entitled "General Principles for a Specification of Special Cements: Summary of National Reports submitted to the meeting at Zürich on July 10th, 1939". Fig. 2 shows the relation between strength and the ratio of water to cement by volume for concrete made from a certain brand of low-heat cement and Nepean gravel coarse aggregate. The fine aggregate was either river or dune sand, predominantly quartz. The

METROPOLITAN WATER SEWERAGE AND DRAINAGE BOARD, SYDNEY, N. S. W.

NEPEAN GRAVEL AGGREGATE,

28 DAYS

LOW HEAT CEMENT BRAND S



16/8/1943.

FIG. 2

test specimens were drawn from the whole range of the Board's works. Specimens were made by many different persons using many different mixes. It is, therefore, to be expected that the curve shown is a true average having negligible bias. Certain plotted points for the lower values of the ratio of water to cement were omitted in fitting the curve of strength, as the concretes represented by them were obviously outside the plastic range. Statistical tests of the distribution of results about the means of the two most populous groups shown on the graph indicated that the distributions closely approximated Gauss' normal law of error.

In spite of this it was thought necessary to examine the results for trends over the period covered by the analysis. Accordingly ordinal plottings of test results were made and these are shown in Figs. 3 and 4. The order was that of the date of the test certificate, but, of course, the graphs are not plotted on the basis of a uniform time scale. At that time it was Board's practice to take three test cylinders from a batch of concrete and report the average and individual results for the three specimens on each certificate. In Figs. 3 and 4 the circles are the plottings of the averages of three specimens. Fig. 3 gives results for tests within the range of ratio of cement to water from 1.30 to 1.39. Fig. 4 gives results for tests within the range of ratio of cement to water from 1.40 to 1.49. It should be noted

METROPOLITAN WATER SEWERAGE & DRAINAGE BOARD SYDNEY N.S.W.

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE—NEPEAN GRAVEL AGGREGATES

LOW HEAT CEMENT BRAND S—28 DAYS— $\frac{C}{W}$  RATIO RANGE 1.30—1.39 BY VOLUME

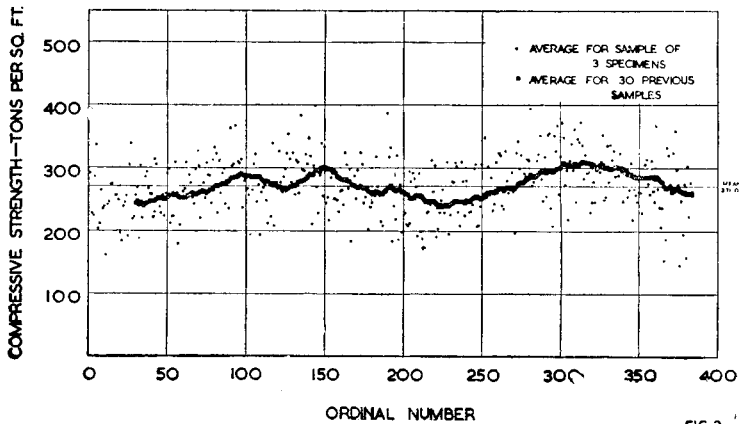


FIG. 3

METROPOLITAN WATER SEWERAGE & DRAINAGE BOARD SYDNEY N.S.W.

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE—NEPEAN GRAVEL AGGREGATES

LOW HEAT CEMENT BRAND S—28 DAYS— $\frac{C}{W}$  RATIO RANGE 1.40—1.49 BY VOLUME

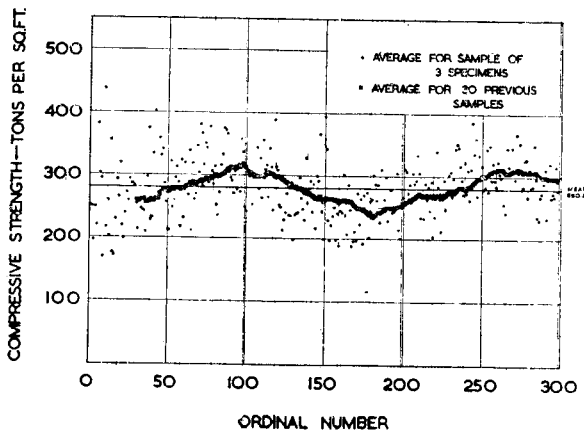


FIG. 4





that in the case of these two graphs the ratio of cement to water by volume has been used, not the ratio of water to cement. It is obvious that over the period covered there are fluctuating trends. The black squares on both graphs represent the average strength of the previous 30 groups of three specimens and the fluctuation is brought out clearly by the sequence of the black squares. There is a broad similarity between Figs. 3 and 4, and it is concluded that fluctuations in average strength level of the concrete occurred, as distinct from random variation. Although the records do not permit an exact correlation of the concrete test results with the cement test results over the same period, the points and averages plotted in Fig. 5 indicate that fluctuations in mean level of cement strength occurred in addition to random variations.

For proper control of concrete quality it is necessary to maintain a stable mean strength, and a stable mean level of heat and other properties free from trends, and subject only to random variation within acceptable limits. The evidence of the Board's tests indicates that standard cement specifications of the type now in use do not ensure this.

#### S U M M A R Y

The Metropolitan Water Sewerage and Drainage Board of Sydney commenced to use low-heat cement in 1935, with the object of gaining experience in the material, ultimately to make use of it in the construction of a very large dam on the Warragamba River. The material was used for reinforced and unreinforced concrete structures and for the completion of Woronora Dam. In the original project for Woronora Dam vertical contraction joints were provided at 90 ft. intervals. During the construction of the dam intermediate joints were provided. The dimensions of the dam were such that special apparatus for removing heat of hydration was not required, but after completion of the work cracks appeared as downward extensions of the intermediate contraction joints. These cracks have remained absolutely water-tight. The leakage through the contraction joints is everywhere negligible.

The cement used by the Board is supplied to a specification based, with slight modifications, on that used for Boulder Dam.

A statistical analysis of concrete test results was commenced in 1941, covering tests made between 1938 and 1941. Equations were derived expressing the relation between compressive strength and the water-cement ratio by volume, and graphs showing the fluctuating trend of the compressive strength of concrete and of cement were prepared. The evidence shows that cement specifications of the type now widely used allow considerable variations in mean strength and other properties, and do not ensure stable mean values subject only to random variations within acceptable limits.

#### R É S U M É

La M.W.S. et D.B. de Sydney commença à utiliser le ciment à faible dégagement de chaleur prise en 1935 dans le but d'en faire usage ultérieurement dans la construction d'un très grand barrage sur le fleuve Warragamba. On a utilisé ce matériau dans des constructions en béton armé et en béton

ordinaire et pour achever le barrage sur la Woronora. Dans le premier devis du projet du barrage de la Woronora, on avait prévu des joints verticaux de contraction espacés de 90 pieds. Des joints intermédiaires furent ajoutés pendant la construction même du barrage. Le barrage n'était pas de proportion à justifier l'emploi de moyens spéciaux pour l'évacuation de la chaleur de prise. Après la construction de l'ouvrage, quelques fissures apparurent dans le prolongement inférieur, c'est-à-dire au bas des joints de contraction intermédiaires. Ces fissures sont restées parfaitement étanches. L'infiltration à travers les joints de contraction est partout négligeable.

Le ciment employé par le Board est conforme à une spécification basée sur celle du barrage de Boulder ( en Amérique ), mais avec quelques modifications de second ordre.

L'analyse statistique des essais du béton que l'on avait faite de 1938 à 1941, commença en 1941. On obtint des équations exprimant la relation entre la résistance à la compression et le rapport volumétrique eau-ciment. On en tira des graphiques qui montrent les tendances variables de la résistance à la compression du béton et du ciment. Ce qui a démontré que les spécifications pour ciment du genre généralement employé aujourd'hui, permettent des variations considérables dans la résistance moyenne, et par rapport à d'autres qualités; elles n'assurent pas des valeurs moyennes stables sujettes seulement à des variations accidentelles dans les limites admissibles.

QUESTION N° II

LOFQUIST  
SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

COMPARISON BETWEEN A LOW-HEAT AND A STANDARD  
CEMENT\*

BERTIL LÖFQUIST

*Dr.Eng., the State Power Board, Sweden*

In Sweden two kinds of cement are mainly used for hydraulic construction, namely standard Portland cement and the low-heat variety (LH-cement). An investigation of these as regards their tendency to cracking in heavy concrete structures has been carried out by the State Power Board at the request of the Swedish Sub-committee of the International Commission on Large Dams<sup>1</sup>. The investigation concerned Limhamn's LH and Limhamn's standard cements. Of all the Swedish Standard cements, the latter most closely resembles LH-cement in respect of heat evolution. Data concerning the cement are given in a supplement.

Temperature cracks that arise through the cooling of the concrete may be divided into *surface* cracks and *through* cracks. Surface cracking is caused by the outer parts of the concrete cooling and contracting to a greater extent than the inner parts. Through cracks arise due to the contraction of the concrete being counteracted at structural joints or against rocks. The investigation was mainly concerned with the origin of through cracks, since these are the most serious for structures exposed to unilateral water pressure.

The origin of through cracks due to temperature changes is made clear with the help of Fig. 1. The curve in full lines represents the changes in length for an unrestrained concrete element, caused by a rise of temperature after casting. If the concrete element forms part of a construction adjoining rock, for instance, its movement is wholly or partly checked. If movement is completely restrained, the ordinates of the full-line curve in the figure directly show the extent of deformation which the concrete must undergo in order that its length may remain unchanged. If the concrete

---

\* *Comparaison entre un ciment à faible chaleur et un ciment standard.*

1. The Effects of Temperature on Hardening Concrete by BERTIL LÖFQUIST, Tekn. Medd. from the State Power Board, B Series, No. 22, 1946. Also doctor's theses at Chalmers's Tech. Univ. No. 3, 1946.

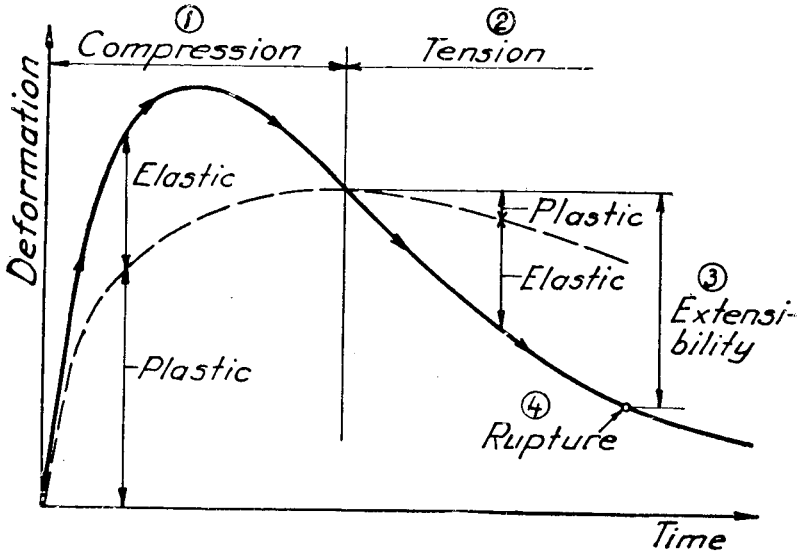


FIG. 1 — The strain history with complete restraint. — (a) Compression period. — (b) Tension period. — (c) Extensibility. — (d) Rupture.

were entirely elastic, elastic compression would take place, but this would be relaxed with the fall of temperature. The element would be exposed exclusively to compressive stresses all the time. Actually, the compression is mainly of a plastic character during the first few days after casting and is only to a minor extent elastic. This is shown by the dotted curve in the figure. When the temperature falls after reaching the maximum, and the elastic part of the compression has receded — where the dotted curve intersects the full-line curve — tensile stresses ensue. The concrete element has sustained a permanent plastic compression, and is subjected to tension during the continued cooling down. The tensile deformation may likewise be divided into an elastic and a plastic part. Owing to the progressive hardening of the concrete, however, the latter will now be comparatively less than during the compression period. When the total tensile deformation finally exceeds the extensibility of the concrete, cracking occurs. If movement is only partially restrained, the deformation will be less but the curve will have a similar appearance.

This, in principle, is the solution of the problem. In the experimental investigation it was necessary to determine, firstly, the elastic and plastic deformation when the linear expansion in question is restrained, and, secondly, the extensibility of the concrete. The experiment had, therefore, to be conducted under conditions similar to those pertaining to a certain structure, since the strain history is dependent upon the length and thickness of the structure, conditions of temperature, etc. As an example, the conditions prevailing at the centre of a long 2 m. thick concrete slab, cast vertically on rock, were chosen.

To ascertain the course of the temperature after casting, the heat evolution and diffusivity of the concrete were investigated. Further, the free change of volume during hardening was studied for the temperature curve in question.

## HEAT EVOLUTION SPECIFIC HEAT

The evolution of heat was determined in the Cement and Concrete Laboratory in Limhamn with the aid of an adiabatic calorimeter. This consists of an inner vessel containing the specimen, surrounded by air. The outer vessel is submerged in a water bath, maintained at the same temperatures as that of the specimen by means of 60 series-connected thermo-elements, a contact galvanometer and a heating element. The margin for error with this calorimeter was calculated to be, at the most, some hundredths of a degree per twenty-four hours.

In order to calculate the amount of heat generated, starting from the adiabatic temperature rise, or vice versa, the specific heat of the concrete must be known. This may be calculated similarly to a mechanical mixture of cement, water, and aggregate, if a fictitious figure for the specific heat of the cement, based on the concrete specimen tested, is adopted. This fictitious figure is dependent to some extent upon the water-cement ratio and the kind of cement used. But since in normal mixes the heat capacity of the cement is low in relation to that of the other constituents, approximate average figures can be taken. Fig. 2 shows the figures obtained, compared with some American data. The tests were carried out on a concrete specimen consisting of 1 part cement, 3 parts quartz sand and 0.55 parts water (by weight). This mixture gave a plastic consistency without separation occurring. The quartz sand was added to enable a normal water-cement ratio to be obtained without producing a too fluid consistency.

Heat evolution in the concrete, similarly to its increase in strength, is dependent on the temperature. The reactions in the cement are retarded by a low, and accelerated by a high temperature. It may, therefore, be expected that, as a consequence of the varying course of the temperature,

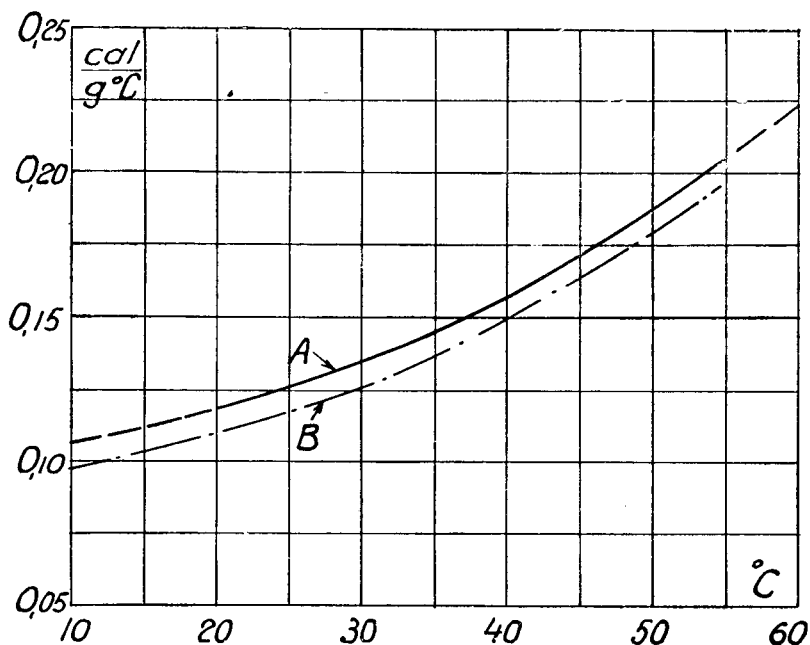


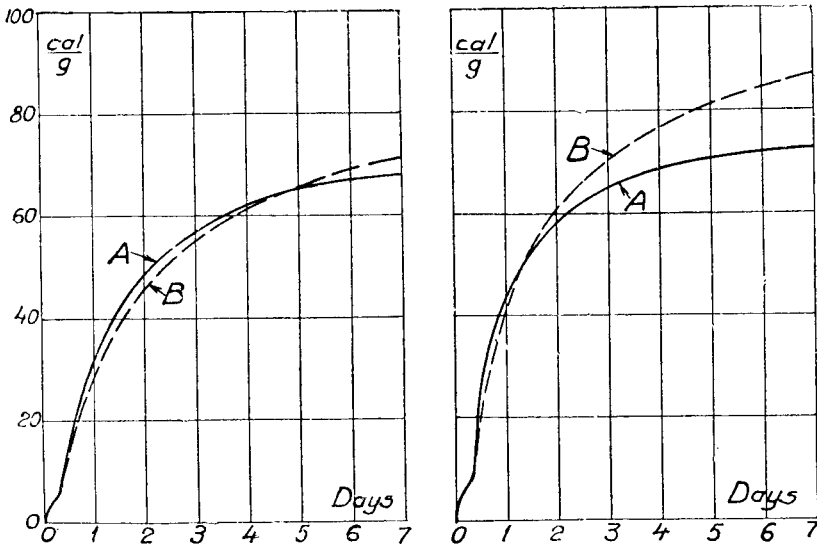
FIG. 2 — Specific heat of cement in a hardened condition. Fictitious values. — (a) Mean values according to measurements. — (b) Mean values according to the Bureau of Reclamation.

the heat evolution of the cement is not the same in a structure as in an adiabatic calorimeter. In a structure the temperature first rises and then sinks as the heat evolved is conducted away. In a calorimeter the temperature rises continuously while heat is being generated, and gradually approaches a constant high value.

In order to determine the effect of the temperature, tests were carried out both with concrete columns cast in the usual manner (diam. 0.5 m., height 1 m.) and with the same concrete mixes by adiabatic calorimeter tests. The heat evolution in the concrete columns was calculated from temperature readings taken at a number of points in the concrete.

Tests were made with two different standard cement. The mean temperature rise was  $10^{\circ}$  and  $16^{\circ}\text{C}$ . respectively, reached after 24 hr., whereupon the temperature fell relatively rapidly to that of the ambient air.

In the calorimeter, with the same concrete mixes the temperature rise after 7 days was  $38^{\circ}$  and  $43^{\circ}\text{C}$ . respectively. Figs. 3 and 4 show the calculated heat evolution in each case. As is seen, it is initially the same or somewhat lower, in the columns than in the calorimeters, but afterwards it is greater in the columns.



FIGS. 3 and 4—The heat evolution of cement with different temperature courses.—*A*, with an adiabatic temperature course.—*B*, with the temperature course in a concrete column 0.5 m. diam. (mean temperature rise  $10^{\circ}$  and  $16^{\circ}\text{C}$ . respectively).

Regarding the influence of temperature on the heat evolution, a distinction may be made between the effect of the casting temperature and that of the heat or temperature losses. The former factor influences the heat evolution from the outset, whereas the latter can only make itself felt gradually. The heavier the structure is, the more closely will the course of the temperature in the inner parts approach that of the adiabatic, and the more will the influence of the temperature losses be retarded and decreased. In practice, the latter influence is of little importance, since it is chiefly the maximum temperature that determines the most dangerous temperature

stresses. When the maximum temperature is reached, the temperature losses have not, as a rule, had time to exercise any appreciable influence on the heat evolution.

The adiabatic calorimeter tests are usually started at slightly above room temperature, but in practice, the casting temperature is often considerably lower. Fig. 5 gives a summary of various measurements relating to the influence of the casting temperature. Here the temperature rise, with a varying initial temperature, is expressed as a percentage of the temperature rise for the same concrete mixture with an initial temperature of 22°C., which temperature rise thus constitutes 100 per cent. The points represent both low-heat and standard cement. No constant difference between them is apparent. The mean curves give a good picture of the conditions. After 24 hr. the influence of the initial temperature is very remarkable. After three days it is chiefly noticeable for initial temperatures below 15°. After seven days the influence is usually negligible, and this also applies largely to later figures, although the tendency here varies more. Consequently, if the adiabatic temperature rise at a certain initial temperature is known, it can, with the aid of Fig. 5, be converted to apply to other initial temperatures.

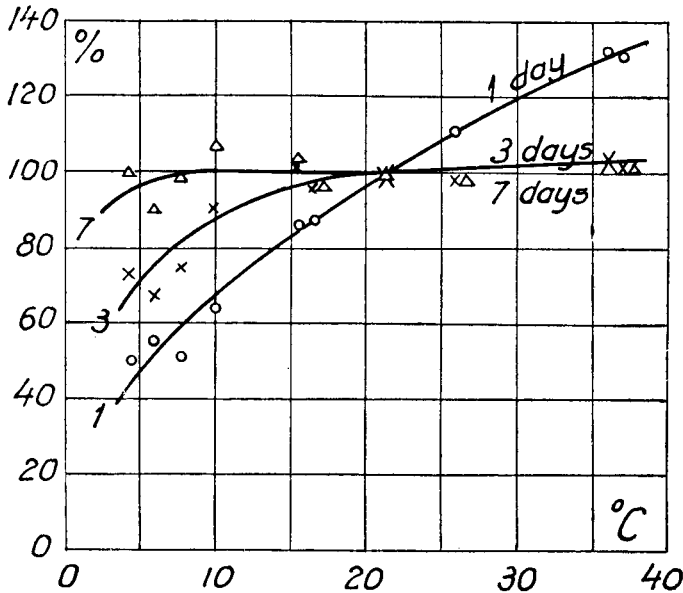


FIG. 5 — Adiabatic temperature rise with different initial temperatures as a percentage of the corresponding temperature rise with an initial temperature of 22°C.

The influence of the mixing proportions is also of interest in applying the calorimeter figures. Investigation of a few different mixes with a varying water-cement ratio as well as varying consistency, showed that the heat evolution of the cement increased with the rise in the water-cement ratio, if the consistency remained unchanged. Less heat evolution occurred when the consistency was firmer, even with an increase in the water-cement ratio. It was, therefore, clear, from the measurements, that for concrete not only the water-cement ratio, but also the consistency, influences the heat evolution. The variations in the heat evolution here in question are, however, comparatively slight.



To sum up, it may be said that of the factors that affect the heat evolution of cement in concrete structures, temperature is the most important. In heavy structures, the casting temperature is decisive in this connection, as the influence of the temperature losses is insignificant. Moreover, the heat evolution appears to be somewhat greater when the concrete is loose than when it is of firm consistency.

### DIFFUSIVITY

The diffusivity figures were obtained by observing the cooling of 20 cm. concrete cubes submerged in a water bath. The course of the temperature at the centre of the cube was determined by means of a mercury thermometer. When cooled in rapidly running water, the test cube's surface may be assumed to be at the same temperature as that of the water. The margin of error in this assumption is insignificant and can be calculated approximately. The method of testing is simple but nevertheless yields accurate results.

Table 1 shows the thermal constants for a number of different kinds of concrete at +25°C. The temperature during cooling usually varied within the range 33°-15°C. The consistency of the concrete was plastic. 0.3 per cent Tricosal Normal<sup>2</sup> was added to the mixing water. The specific heat was calculated on the basis of the specific heat for cement and aggregate respectively. The conductivity was calculated as the product of diffusivity, specific heat and weight by volume.

TABLE 1 — SUBMERGED CUBES MEAN TEMPERATURE 25°C.

CEMENT: WATER- SAND: CEMENT STONE: RATIO (BY WEIGHT)	CEMENT CONTENT KG./M <sup>3</sup>	AGGREGATE	DIFFUS- IVITY M <sup>2</sup> /H	SPECIFIC HEAT K.CAL KG. °C.	WEIGHT BY VOLUME KG. M <sup>3</sup>	CON- DUCT- IVITY K.CAL °C H M	
1:3:8:3:8	0.80	250	Granite & gneiss (1)	0.00374	0.255	2389	2.3
1:2:6:2:6	0.54	350	„	0.00366	0.249	2402	2.2
1:2:2:2:2	0.47	400	„	0.00365	0.247	2418	2.2
1:2:65:2:65	0.53	345	Slate	0.00352	0.255	2370	2.1
1:2:65:2:65	0.51	355	85% black gra- nite+15% gra- nite & gneiss(1)	0.00275	0.243	2506	1.7
1:2:65:2:65	0.50	340	85% light granite +15% granite & gneiss (1)	0.00368	0.248	2358	2.2

Fig. 6 illustrates the dependence of temperature upon the diffusivity, the results having been obtained from tests over different temperature ranges.

The thermal constants for concrete undergo a change during hardening. Measurements made during the preliminary stage are, however, interfered with by the heat evolution in progress in the concrete. If it is assumed

2. An albuminous material (air-entraining agent) that has been used in concrete work by the State Power Board since 1937 to improve the quality of the concrete.

that the heat evolution is constant during the short period in which cooling takes place, it can be shown that the heat evolution gives rise to an excess temperature, independently of the time. This can be calculated or observed during the stationary condition preceding cooling. Thus, the test method employed also permits measurements to be made during the first few days of the concrete's hardening. Fig. 7 indicates the manner in which the diffusivity changes in two concrete cubes during the first month.

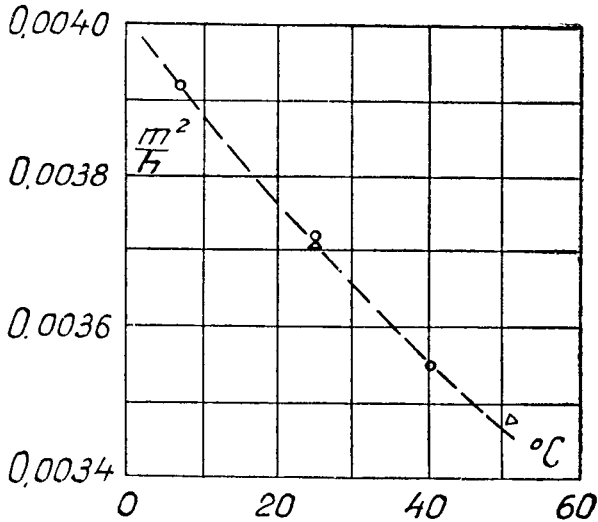


Fig. 6 --- The dependence of temperature upon the diffusivity.

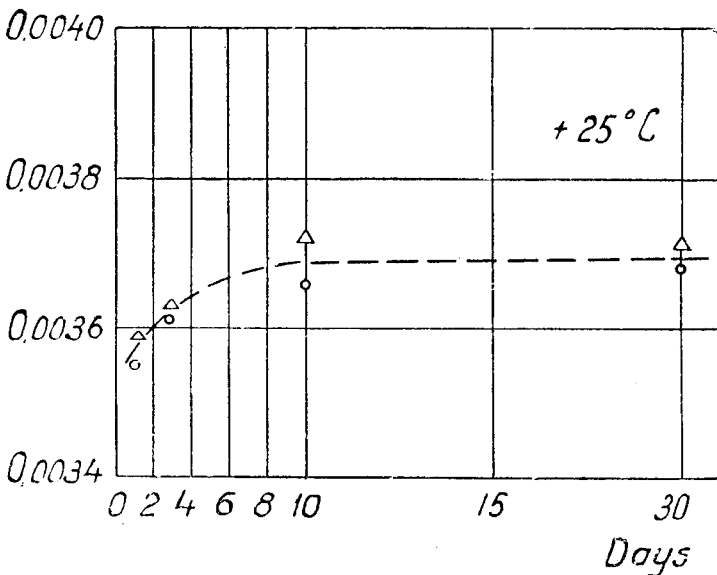


Fig. 7 — Change of diffusivity during hardening.

## CHANGES OF VOLUME DURING HARDENING

The greatest changes of volume in heavy concrete structures are caused by the temperature rise brought about by the evolution of heat in the cement and subsequent cooling. Apart from thermal expansion and contraction, movements are set up in the concrete as the result of moisture — and chemical reactions. Changes of volume due to external load or to stresses caused by the uneven distribution of temperature or moisture are ignored here, only unloaded, free concrete elements being taken into account.

The expansion and contraction of the concrete with variations in temperature is of a complicated nature, as changes of volume of different kinds usually occur simultaneously. Sand and aggregate, cement paste and water in capillaries and pores have different properties of expansion; for example, water may expand many times more than the solid material. The pressure of water vapour in the concrete will vary with changes of temperature, which will result in an increase or decrease of the water content in the cement gel. Hygrometric shrinkage or expansion will hereby be set up as a secondary effect. Furthermore, the temperature will influence the hydration of the cement and changes of volume of a chemical nature associated with it — particularly during the early hardening stages.

The heat expansion is not proportional to the temperature rise at every instant. A certain time elapses before the moisture equilibrium is re-established after a change of temperature. The rate and duration of the temperature rise thus exercise a certain influence. The expansion of the aggregate is less, as a rule, than that of the cement paste, giving rise to stresses and consequent time deformation.

The same coefficient of linear expansion for the concrete is usually applied, irrespective of the conditions, namely 0.00001 per °C. This is a mean value obtained from various measurements. If more accurate figures are required, consideration must be given to such factors as the condition of moisture of the concrete, its composition and age, the coefficient of expansion for the aggregate and the temperature conditions, amongst other points. Valuable investigations have been carried out in this field in particular by S. L. Meyers<sup>3</sup>.

A fact to which little attention has been paid is that changes in volume with temperature variations are not completely reversible. This is particularly the case during the preliminary hardening period. Fig. 8 illustrates the changes in length of a concrete prism placed in a water bath, the temperature of which was repeatedly raised and lowered. After being heated up and allowed to cool down nine times, a permanent extension of 0.22 per cent was obtained.

It should be noted that the expansion observed here is appreciably greater than in test specimens submerged in water at a constant temperature. A certain minor expansion was obtained in the course of 13 days at a constant temperature, as shown at A in Fig. 8. During the subsequent increase of temperature and cooling down, the resulting expansion was four times as great in only one-quarter of the time previously employed. In addition, the expansion appears to be greater at a high temperature than at a low one. According to Fig. 8, the expansion over a period of 4 days at 41° (B) was greater than during 13 days at 15° (A). If it is desired to study the expansion and contraction of concrete during the temperature rise caused

---

3. Thermal Coefficient of Expansion of Portland Cement. *Ind. Eng. Chem.*, Vol. 32, No. 8 (Aug. 1940), page 1.107.

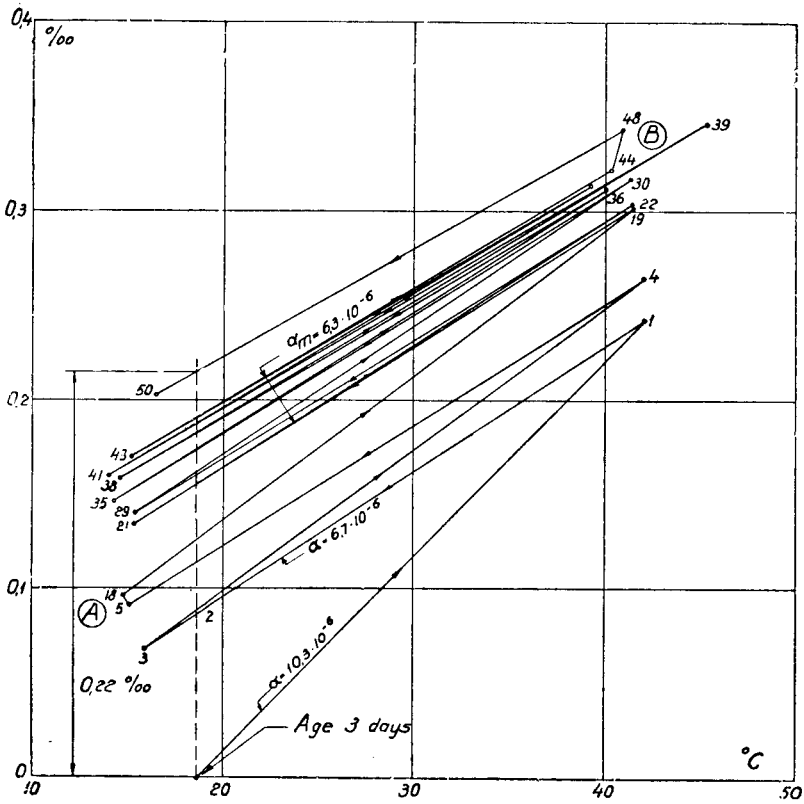


FIG. 8. — Expansion and contraction of a submerged specimen. — The figures indicate the time in days from the commencement of the test.

by the evolution of heat, it is obvious that, with regard to the secondary phenomena, the investigation should be carried out with such temperature conditions as actually occur in concrete structures. Furthermore, the moisture conditions of the latter should be reproduced as far as possible. A specimen in an airtight enclosure is protected both against water absorption and loss of moisture, and this may be considered to correspond to the conditions existing in the interior of a heavy structure.

Tests were carried out with specimens in an airtight enclosure, which were subjected to the calculated temperature conditions in the centre of a 2 m. thick concrete slab cast from 350 kg./m.<sup>3</sup> standard cement and LH-cement respectively. The temperature curves were followed step by step. The specimens were cooled down somewhat more rapidly towards the end than would correspond to a constant temperature of the air surrounding the concrete slab. Measurements were begun 8-12 hr. after casting. The changes in length obtained are shown in Figs. 9 and 10. Clearly it is necessary here to reckon with a *special coefficient of expansion* and a *special coefficient of contraction*. As mean values, a coefficient of expansion of 0.000012 per °C. was obtained for both standard and LH-cement, whilst a coefficient of contraction of 0.000007 per °C. was obtained for standard cement and 0.000006 per °C. for LH-cement,

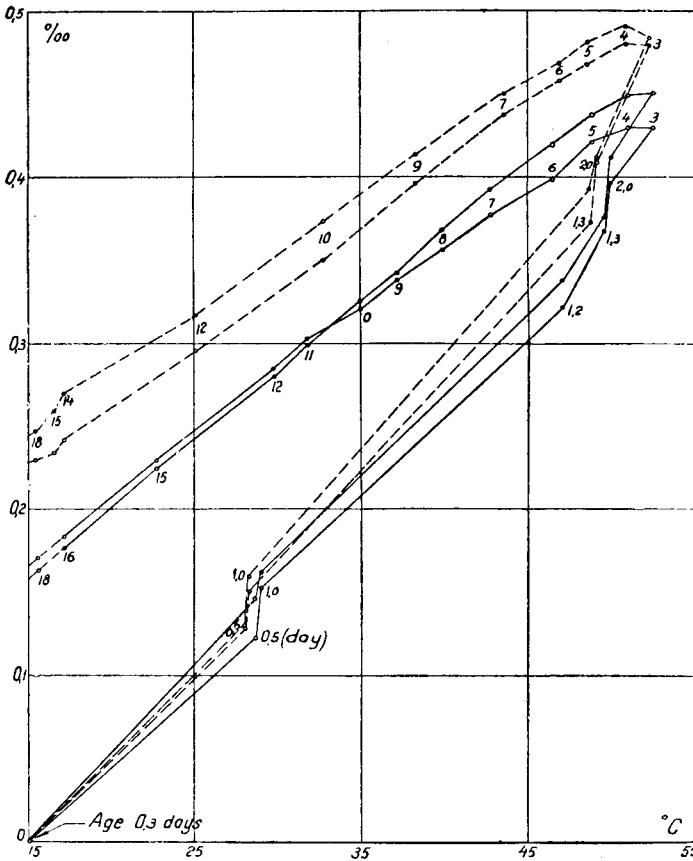


FIG. 9 -- Expansion and contraction under the same temperature conditions as those prevailing in a 2 m. thick concrete slab. — Standard cement.

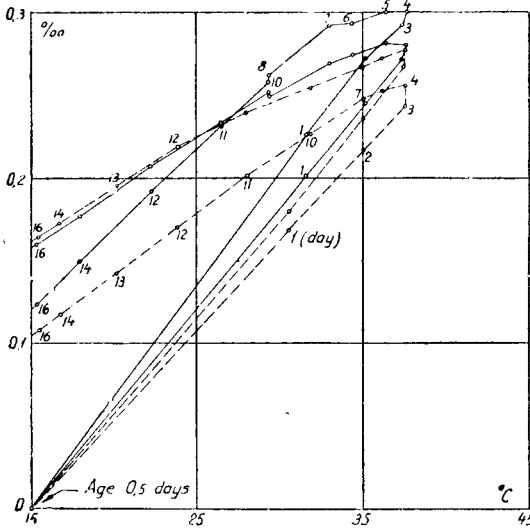


FIG. 10 — Expansion and contraction under the same temperature conditions as those prevailing in a 2 m. thick concrete slab. — LH cement.

The observed coefficients of expansion are dependent to some extent upon the time at which the heating up of the specimens begins and are, therefore, only correct under the test conditions in question. On the other hand, the coefficients of contraction are probably influenced to a lesser extent by the conditions at the beginning of the test. Expansion during the first 24 hr. is of minor importance as regards the strain history leading to the formation of through cracks in concrete structures, since the concrete is so plastic at this stage that no appreciable stresses are set up, a fact which is illustrated by the investigation described herewith. The amount of contraction plays a more important part in crack formation.

#### ELASTIC AND PLASTIC DEFORMATION — EXTENSIBILITY

The difficulty of calculating stresses and deformations occurring in concrete structures as the result of temperature variations is associated with the irregular deformation characteristics of the concrete. Plastic deformation is very pronounced during the preliminary hardening stage and plays a decisive part in crack formation.

As already described in principle (Fig. 1), through temperature cracks in heavy structures are caused by the fact that during the temperature rise at hardening, the concrete undergoes plastic compression at parts adjacent to the rock, structural joints and the like. It is thus subjected to tensile stresses during cooling, and since it is less plastic than when it is under compression owing to progressive hardening, and the extensibility is slight, cracks are formed.

According to Fig. 1, in which it is assumed that the free elongation is known, the decisive factors for crack formation of this kind are the magnitude of the plastic compression and the extensibility of the concrete with the strain history in question.

In order to carry out a quantitative investigation of the process according to Fig. 1, the testing equipment illustrated in Figs. 11 and 12 is employed. This specimen is cast between two steel bars and connected to the latter at the ends. The narrow portion of the specimen has a square cross-section with 10 cm. sides for a length of one metre. The steel bars are surrounded by containers filled with water. When the water in the containers is cooled down or heated up, the movements of the steel bars are transmitted to the specimen which can be subjected to continual compression and tension in this manner. The specimen lies on a thick rubber cloth which offers very slight resistance to movement. The concrete is protected against loss of moisture by an insulation of several layers of aluminium foil the joints of which are pasted together.

The specimens were deformed after a course of events corresponding to the conditions in the central plane of a long concrete slab, 2 m. thick, cast vertically to a rock foundation and having a cement content of 350 kg./m<sup>3</sup>. The expansion and contraction of the concrete slab in a longitudinal direction is assumed to be completely restrained.

Measurements carried out on unloaded specimens showed that changes of volume in the insulated concrete were small at a constant temperature. During the compression period the concrete expands somewhat, but this expansion is slight in comparison with the plastic compression and may be neglected in determining the relative deformations.

Consistent length changes were scarcely noticeable in the unloaded specimens during the tension period. No corrections were made, therefore,

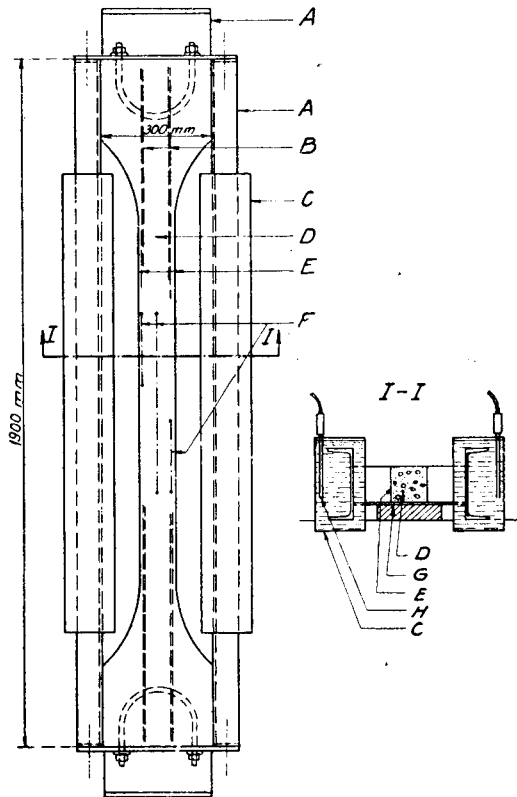


FIG. 11 — Testing arrangement for a long-duration test. — *A*, steel bars. — *B*, reinforcement. — *C*, water container. — *D*, concrete specimen  $100 \times 100$  mm., insulated with aluminium foil. — *E*, sheet metal form. — *F*, strain gauge. — *G*, rubber cloth. — *H*, electric immersion heater.

for shrinkage or expansion in the specimens, the permanent deformation obtained on removal of the load being assumed to be plastic.

Examples are given in Figs. 13 and 14 of the result obtained with two specimens. Six specimens were tested for each kind of cement.

With both kinds of cement maximum plastic compression sets in after about 5-6 days when the total compression has receded to such an extent that it is of the same magnitude as the plastic compression. The maximum *total* compression sets in simultaneously with the maximum temperature about three days after casting. In relation to the latter, the maximum plastic compression is on the average 80 and 90 per cent respectively for the two kinds of cement. Concrete made with LH-cement is more plastic, which is a natural consequence of its slower rate of hardening.

On proceeding to examine the conditions prevailing under tension, it is found that here also greater plasticity is obtained on the average in concrete made with LH-cement, although the results are not so uniform as in the case of compression.

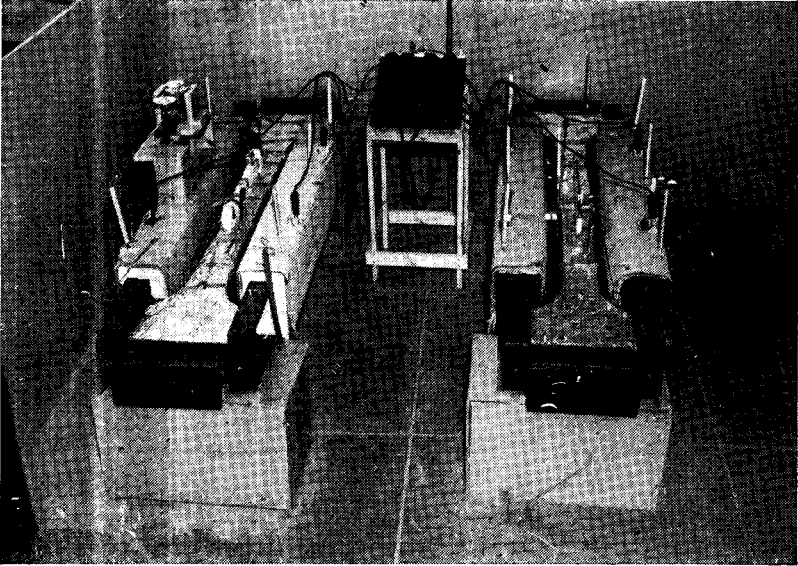


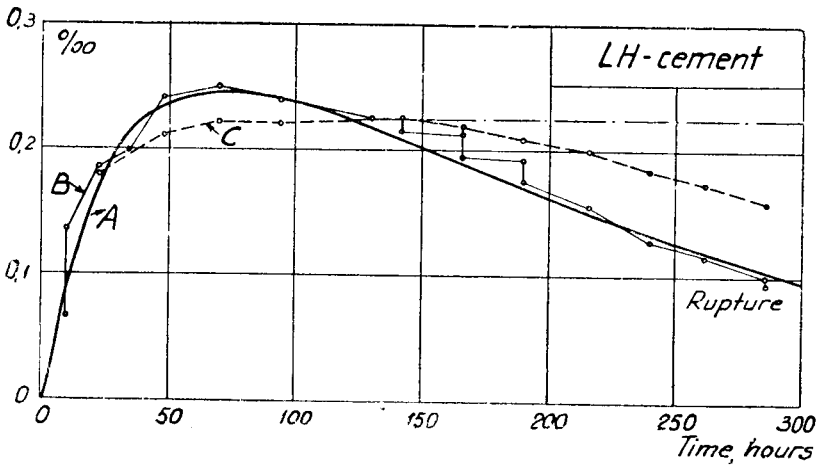
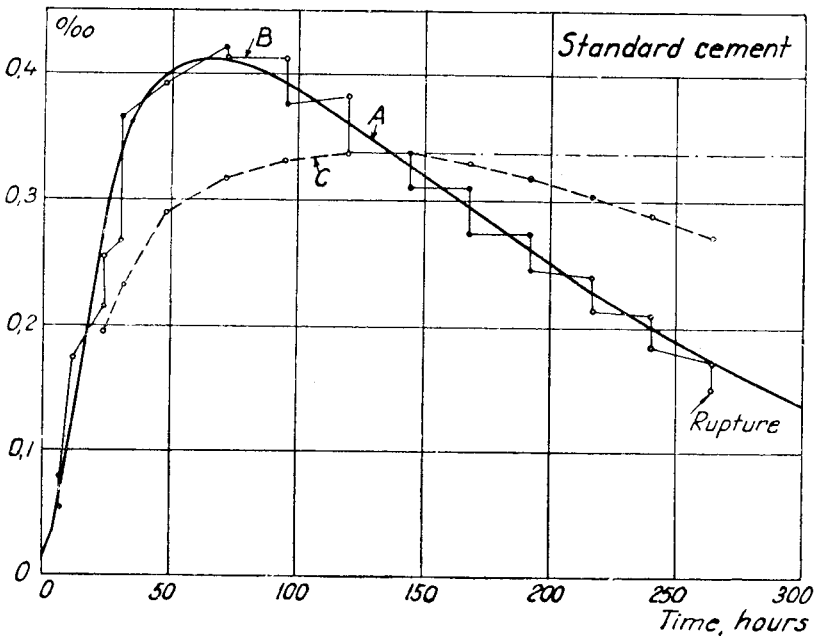
Fig. 12 — Testing arrangement for a long-duration test. The container on the extreme left is provided with temperature control.

It is not possible to draw any reliable conclusions concerning the extensibility of the concrete from these tests alone. With the long and narrow specimens employed, a wide distribution of the rupture values was obtained and since, moreover, certain changes were made in the arrangements between the tests, it was entirely a matter of chance whether a high or low mean value was obtained from the few tests made. The tests nevertheless show the relation between the plastic and elastic parts of the tension. For tests made with standard cement the average figure for this relation was 0.49, whilst for LH-cement it was 0.89.

In order to ascertain the extensibility, the long-duration tests were supplemented by short-time tests from which the elastic part of the tension was determined. For this purpose the tensile deformations were measured on the application and removal of the load on cylindrical specimens in a tension testing machine. The tensile strength was determined by means of standard tension tests. Thus, each series of tests included two long horizontal specimens for long-duration tests, three cylindrical specimens (diam. 15 cm., length 47 cm.) for measuring extensibility and nine standard tension test specimens (diam. 15 cm., length 30 cm.). Long specimens yield widely distributed rupture values, but by combination with a large number of standard tension test specimens with which the distribution is small, material is available for determining the rupture values which is more satisfactory from a statistical point of view:

When determining the extensibility, it must be borne in mind that the latter is lower in a large concrete body than in a small test specimen. In the latter case appreciable local plastic tension is produced close to the rupture load. This tension has no marked effect on the extensibility in a large concrete body, since it only occurs in a limited part of the body just





Figs. 13 and 14 — Example of the result of a long-duration test. See Fig. 1 — A, calculated total deformation. — B, measured total deformation. — C, measured plastic deformation.

at the point where rupture takes place. In consideration of this fact it has been assumed that rupture occurs at a stress corresponding to 70 per cent of the mean strength of standard tension test specimens.

With this assumption the elastic part of the tension can be ascertained from the short-time tests. According to the long-duration tests, the plastic part of the tension represented 49 per cent of the elastic part with standard cement and 89 per cent with LH cement. The total extensibility is then determined as shown in Fig. 15.

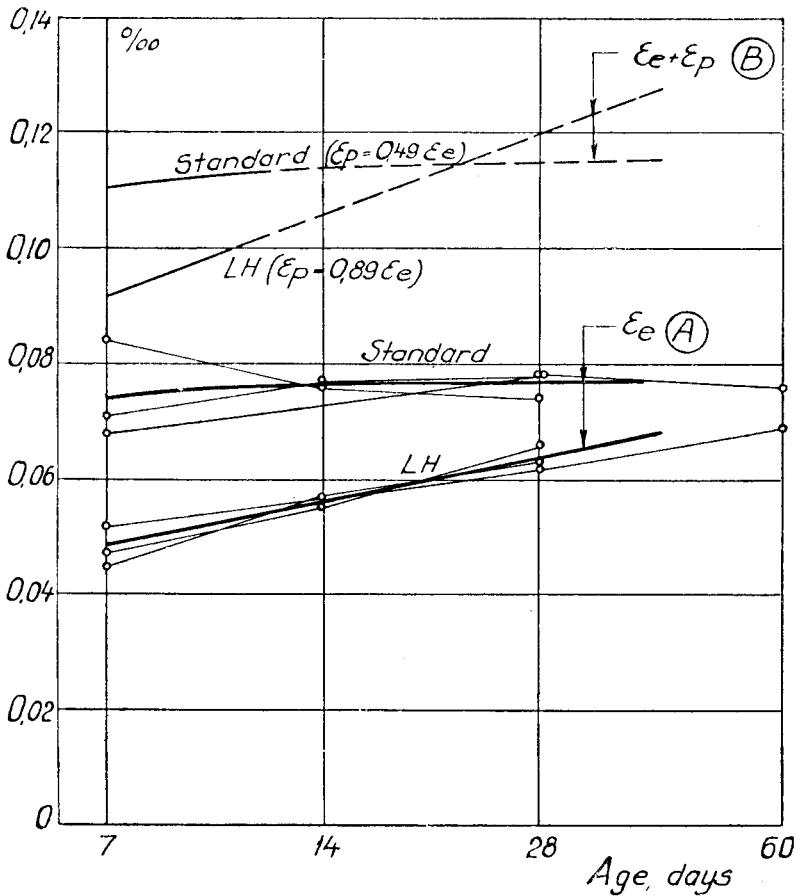


FIG. 15 — Extensibility. — A, elastic part of extensibility. — B, extensibility.

The percentage figures employed for the plastic tension were obtained with a strain history in which tension commenced after 5-6 days and rupture occurred after about 12 days. It is probable, however, that these percentage figures will not undergo any appreciable alteration if the course of the tension is displaced and it proceeds for longer periods than in the case of the tests, as for instance with greater thicknesses than 2 m., or if longitudinal movements are only partially restrained. Tension takes place in concrete in which hardening is more advanced but this is counteracted by the longer duration of the stresses.

The extensibility in concrete with LH cement is less at the outset than in concrete with standard cement, but after 3-4 weeks it appears to be somewhat greater. The difference is relatively small, however, so that approximately the same extensibility may be allowed for the two kinds of cement.

**COMPARISON BETWEEN STANDARD AND LH-CEMENT WITH RESPECT TO THE RISK OF CRACKING**

In a long, 2 m. thick concrete slab cracks are produced with both kinds of cement under the assumptions made in connection with the long-duration tests. They occur later in concrete with LH-cement and the total crack width is probably less. If the more normal case is considered, in which the structure is divided into monoliths of limited length, there is a certain possibility of movement at the critical point which, owing to the lower temperature rise in the immediate vicinity of the rock, is located a little way up in the centre plane of the slab. The course of the tension is displaced, the tension will be less and a possible rupture will take place appreciably later than in the tests.

The risk of crack formation may be expressed by the relation between the maximum tension and the extensibility. If the same extensibility is taken for the two kinds of concrete, the risk of cracking will be proportional to the maximum tension. Taking into consideration the swelling of the concrete during the temperature rise, the maximum tension may be calculated as follows:

- $\epsilon_1$  = total expansion
- $\epsilon_2$  = total contraction
- $\alpha_1$  = coefficient of expansion
- $\alpha_2$  = coefficient of contraction
- $\epsilon_{pm}$  = maximum plastic compression
- $\epsilon_3$  = maximum tension
- $t_m$  = maximum temperature rise after placing

Substituting  $\epsilon_{pm} = \eta \epsilon_1$  according to Fig. 16 the maximum tension will be  $\epsilon_3 = \epsilon_2 - (1 - \eta) \epsilon_1$

or where  $\epsilon_1 = \alpha_1 t_m$  and  $\epsilon_2 = \alpha_2 t_m$

$$\epsilon_3 = [\alpha_2 - (1 - \eta) \alpha_1] t_m$$

As will be seen from Fig. 16 the maximum tension is equal to the plastic compression, minus the swelling. The determination of the foregoing yielded the following numerical values.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\eta$
Standard cement	$12.3 \times 10^{-6}$	$7.0 \times 10^{-6}$	0.80
LH-cement	$12.4 \times 10^{-6}$	$6.3 \times 10^{-6}$	0.90

Inserting these values in the above expression, we have:

$$\epsilon_3 = 4.5 \times 10^{-6} t_m \text{ for standard cement}$$

$$\epsilon_3 = 5.1 \times 10^{-6} t_m \text{ for LH-cement}$$

If the course of the temperature is calculated in a two-meter thick concrete slab, starting with cement employed for the tests, it is found that the maximum tension  $\epsilon_3 = 0.13$  0/00 for concrete with standard cement and 0.10 0/00 for concrete with LH-cement.

A comparison of the cements is found to favour LH-cement. Under similar conditions, the risk of continuous cracks during cooling on the disappearance of the heat evolved should be less for concrete with LH-cement than for concrete with standard cement. It should be noted that the comparison is made with Limhamn's standard cement which, on the average, has the lowest heat evolution amongst the different standard cements

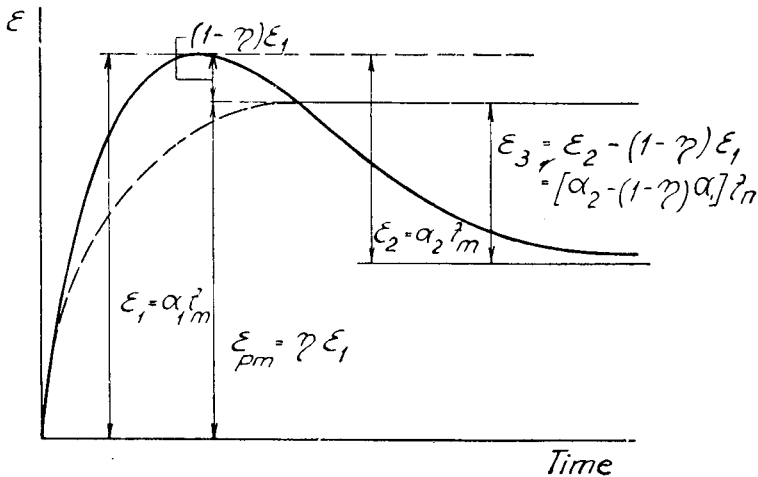


FIG. 16 — Strain history with complete restraint. The concrete swells during the rise of temperature. See Fig. 1

produced in Sweden. The difference obtained should be regarded as a minimum value when making comparisons with standard cements in general.

If the expansion of the structure is restrained but contraction can take place freely, as for example, when a high monolith is cast between other monoliths cast previously, the value of  $\epsilon_3$ , calculated in the manner set out above, will be equal to the maximum contraction, shrinkage during cooling down to the initial temperature. When calculating with the customary coefficient of expansion 0.00001 per °C., it may be stated as a simple rule of thumb that the maximum shrinkage in a heavy concrete structure corresponds in round figures to half the temperature rise.

The difference in the risk of crack formation between the two cements is relatively small, and in many cases should not prove to be the decisive factor for crack formation in a structure. Points of greater significance than the kind of cement are usually the external temperature conditions, the proportions, workability of the concrete and also the method of placing and after-treatment of the concrete. The advantages afforded by the correct choice of the kind of cement are important, however, more particularly as they are secured at a very low cost, if any.

### SUMMARY

An investigation of the standard and LH-cements used in Sweden, as regards their tendency to crack formation in heavy concrete structures has been carried out by the State Power Board. The investigation included the heat evolution and the adiabatic temperature rise and its dependence upon the casting temperature, the course of the temperature and the proportions of the mix. Measurements were likewise carried out in connection with the specific heat and diffusivity of concrete with different aggregates. The changes of volume during hardening of moisture-insulated concrete prisms were measured with a slow temperature sequence corresponding to the conditions in a 2 m. thick vertical concrete slab. It was hereby

confirmed that concrete has a tendency to swell as the temperature rises. The coefficient of expansion was found to be 0.000012 per °C. The coefficient of contraction was 0.000007 per °C. for concrete with standard cement and 0.000006 per °C. for concrete with LH cement.

Measurements were made relating to the elastic and plastic deformation and the extensibility under the same strain history as that encountered in a 2 m. thick, long concrete slab cast vertically on rock. During the temperature rise, expansion was restrained and the concrete was subjected to a residual, plastic compression. This constituted 80 per cent of the total compression for concrete with standard cement and 90 per cent for concrete with LH cement. Furthermore, long-duration tests determined the relation between the elastic and plastic parts of the tension set up during the cooling period. By means of short-time tests the magnitude of the elastic part of the tension at rupture was determined, and from this the total extensibility under slow conditions of tension was ascertained. During the first few weeks the extensibility is somewhat lower, but subsequently appears to be somewhat higher with LH cement than with standard cement. Concrete with LH cement is subjected to less tension owing to the lower temperature rise, so that the risk of crack formation is less than with standard cement. According to the investigation, the numerical difference was found to be about 30 per cent.

#### R É S U M É

Des essais pour déterminer la tendance à la formation de fissures dans les gros ouvrages en béton ont été effectués par la Direction de l'Énergie Électrique de l'État sur les ciments Standard et LH employés en Suède. Ces essais ont porté sur le dégagement de chaleur et l'élévation adiabatique de température, ainsi que l'influence sur ces deux éléments de la température de coulée, des variations de température et de la composition des bétons. De plus, on a effectué des mesures sur la chaleur spécifique et la conductibilité calorifique des bétons préparés avec différentes qualités de pierres et de sables. Les variations de volume pendant le durcissement ont été mesurées sur des prismes de béton tenus à l'abri de l'humidité pendant des périodes de lentes variations de température correspondant aux conditions qui se rencontrent dans une paroi verticale de deux mètres d'épaisseur en béton. On a constaté ainsi que le béton présente une tendance au gonflement pendant l'élévation de température. Les valeurs de gonflement ont été trouvées égales à 0.000012 par °C. les valeurs de retrait à 0.000007 par °C. pour béton préparé avec le ciment Standard et à 0.000006 par °C. pour béton préparé avec ciment LH.

Des mesures ont été effectuées pour déterminer les déformations élastique et plastique ainsi que l'allongement correspondant aux contraintes mises en jeu dans une longue paroi en béton de deux mètres d'épaisseur, coulée verticalement sur le roc. Pendant l'élévation de température, le gonflement est empêché et le béton est soumis à une compression plastique permanente. Cette compression a été de 80% de la compression totale sur le béton préparé avec ciment Standard et de 90% sur le béton préparé avec ciment LH. Les essais de longue durée ont fourni en outre le rapport entre les tensions élastique et plastique qui se produisent pendant la période de refroidissement. On a déterminé par des essais de courte durée la valeur de la partie élastique de l'allongement total avant rupture et on a obtenu ainsi la valeur de l'extensibilité totale pendant des périodes de tension

lente. Pendant les premières semaines, l'extensibilité est un peu faible mais elle semble augmenter ensuite un peu plus pour le ciment LH que pour le ciment Standard. Avec le ciment LH le béton est soumis à une tension plus faible parce que l'augmentation de température est moindre, ce qui fait que le risque de formation de fissures est également moindre qu'avec le ciment Standard. D'après les valeurs fournies par les essais effectués, la différence est d'environ 30%.

## SUPPLEMENT

### Data for Cement

#### 1. Analysis\*

	LIMHAMN STANDARD %	LIMHAMN LH %
Calcium oxide (CaO)	65.7	64.1
Silicic Acid (SiO <sub>2</sub> )	22.2	24.3
Aluminium oxide (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4.1	3.9
Ferric oxide (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2.9	2.6
Magnesium oxide (MgO)	1.7	1.9
Potassium oxide (K <sub>2</sub> O)	0.3	0.3
Sodium oxide (Na <sub>2</sub> O)	0.1	0.1
Sulphuric anhydride (SO <sub>3</sub> )	1.2	1.4
Loss due to burning	1.0	0.8
Insoluble in H-Cl	0.9	0.8
	100.1	100.2
Hydraulic modulus	2.22	2.04
Silicate modulus	3.17	3.73
Aluminate modulus	1.41	1.50
Degree of lime saturation according to Forsén	94.4	84
C <sub>3</sub> S	64	43
C <sub>2</sub> S	16	37
C <sub>3</sub> A	6	6
C <sub>4</sub> AF	9	8

#### 2. Calorimeter Test\*

1 part cement, 6 parts quartz sand, 0.6 part water (by weight). Initial temperature 21.5°C.

AGE, DAYS	STANDARD		LH	
	°C.	Cal/g	°C.	Cal/g
1	17.3	33	13.9	26
3	30.5	57	21.4	40
5	34.8	65	23.8	45
7	37.5	70	25.3	48

\* Carried out in the Cement and Concrete Laboratory at Limhamn.

3. *Time of set (hours)*  
( *Vicat needle* )

---

	INITIAL SET	FINAL SET
Standard	2.3	6.8
LH	3.4	8.0

---

4. *Strength*

1 part cement, 3 parts normal sand, 0.5 part water ( by weight ). Normal consistency. Cubes with an area of 50 cm<sup>2</sup>.

	7 days	28 days
Standard	306 kg./cm. <sup>2</sup>	407 kg./cm. <sup>2</sup>
LH	152 „	285 „

5. *Fineness*

According to Andreasen's method

Standard	2300 cm. <sup>2</sup> /g
LH	1900 „

QUESTION N° II

MARY  
FRANCE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

INFLUENCE DE LA FINESSE DU CIMENT SUR LA  
PERMÉABILITÉ DU BÉTON\*

MARCEL MARY

*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées  
Directeur Régional à Electricité de France*

Le présent rapport a trait à des résultats d'expérience qui ont été présentés à la Sous-Commission du Ciment Spécial en 1938 et relatifs à des essais de perméabilité du béton.

Nous avons tout d'abord remarqué que la dispersion des résultats de filtration obtenus sur des éprouvettes aussi identiques que possible est très grande.

Des essais systématiques ont été effectués sur des éprouvettes tronconiques de mortier ayant les dimensions suivantes:

Hauteur: 6 cm.;

Diamètre supérieur: 10 cm.;

Diamètre inférieur: 8 cm.

Le mortier contenait en poids:

Une partie de ciment;

5 parties de sable de Seine.

Le sable était gradué comme suit:

Éléments inférieurs à 0, mm. 15 : 0%;

Éléments compris entre 0, mm. 15 et 0, mm. 5 : 31,5%;

Éléments compris entre 0, mm. 5 et 2, mm. : 31,5%;

Éléments compris entre 2 mm. et 5 mm. : 37%.

Plusieurs ciments ont été ainsi étudiés; avec chacun d'eux on a confectionné 48 éprouvettes. Le démoulage étant effectué au bout de deux jours, les éprouvettes ont été conservées quatorze jours sous l'eau et quatorze jours dans l'air saturé d'eau. Puis elles ont été soumises aux essais de filtration d'eau distillée sous une pression d'azote de 10 kg./cm<sup>2</sup>.

---

\*Influence of fineness of cement on the permeability of concrete.



La préparation (malaxage et remplissage des moules) était confiée à un seul opérateur très soigneux et très expérimenté; toutes les garanties étaient donc prises pour obtenir des éprouvettes aussi identiques que possible et éliminer toutes les causes d'erreurs systématiques.

Le tableau ci-après donne, pour chaque ciment, la valeur minima, la valeur maxima et la valeur médiane (valeur telle qu'il y a autant de résultats inférieurs que de résultats supérieurs) des filtrations horaires maxima constatées au cours de l'essai.

#### FILTRATIONS EN CM.<sup>3</sup>-HEURE

CIMENT	VALEUR MINIMA	VALEUR MAXIMA	VALEUR MÉDIANE
Alumineux A	Traces non mesurables		
— B	25,9	36	2,75
— C	0,5	450	74
Artificiel D	13	220	12,3
— E	90	1.790	260
— F	190	4.150	395

Ce tableau fait ressortir la grandeur de la dispersion des résultats.

Les Fig. 1 et 2 traduisent en graphiques ces résultats, respectivement pour la série des ciments alumineux et pour la série des ciments artificiels.

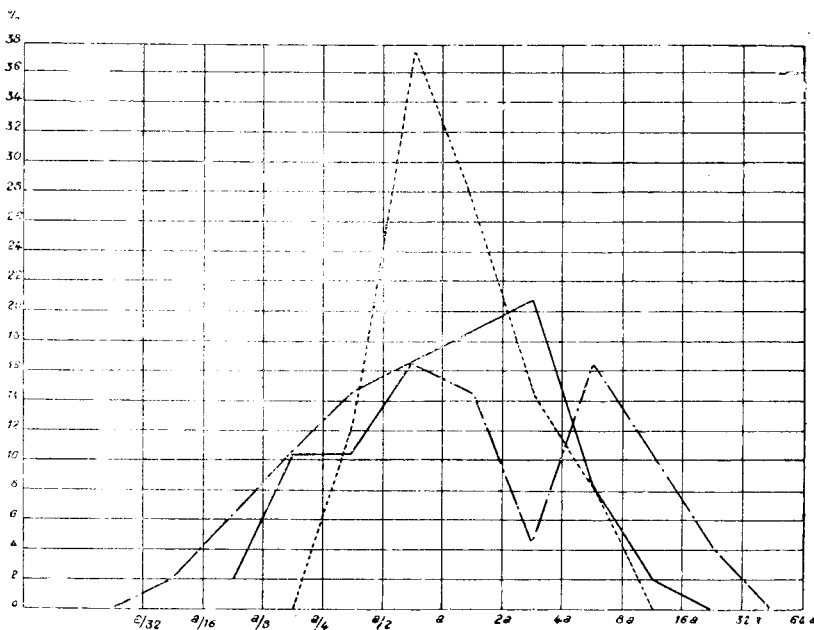


FIG. 1 — Essais statistiques de perméabilité. — Courbes de dispersion. — Ciment alumineux A, valeur médiane  $a = 2,75$  cm.<sup>3</sup>/h. — Ciment alumineux B, valeur médiane  $a = 74$  cm.<sup>3</sup>/h. — Ciment alumineux C, valeur médiane  $a = 12,3$  cm.<sup>3</sup>/h.

Statistical permeability tests. — Dispersion curves. — Aluminous cement A, median value  $a = 2.75$  cm.<sup>3</sup>/h. — Aluminous cement B, median value  $a = 74$  cm.<sup>3</sup>/h. — Aluminous cement C, median value  $a = 12.3$  cm.<sup>3</sup>/h.

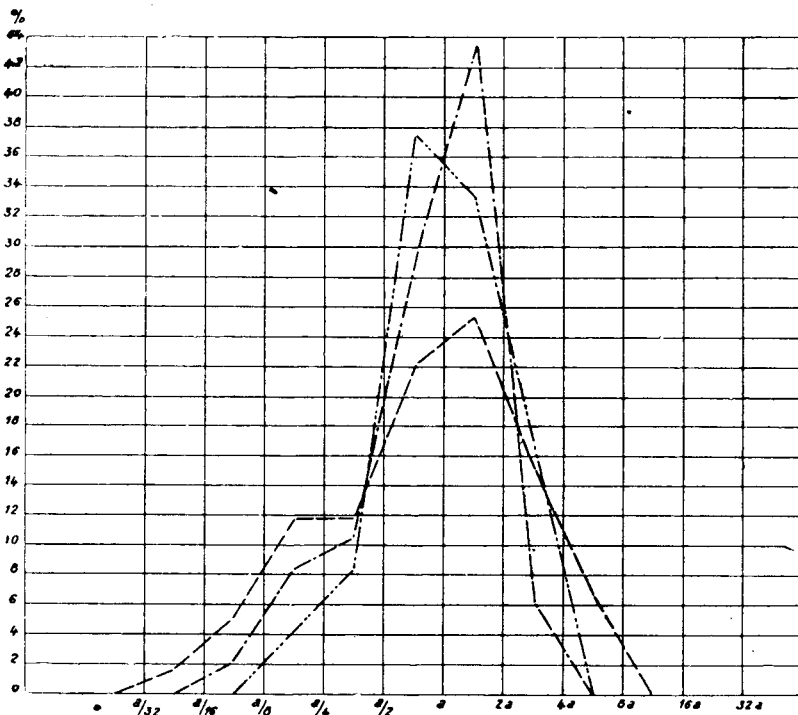


FIG. 2 — Essais statistiques de perméabilité.— Courbes de dispersion.— ——— Ciment artificiel D, valeur médiane  $a = 260 \text{ cm.}^3/\text{h.}$  — · · — Ciment artificiel E, valeur médiane  $a = 395 \text{ cm.}^3/\text{h.}$  — · — · — Ciment artificiel F, valeur médiane  $a = 1.525 \text{ cm.}^3/\text{h.}$

*Statistical permeability tests.— Dispersion curves.— ——— Artificial cement D, median value  $a = 260 \text{ cm.}^3/\text{h.}$  — · · — Artificial cement E, median value  $a = 395 \text{ cm.}^3/\text{h.}$  — · — · Artificial cement F, median value  $a = 1,525 \text{ cm.}^3/\text{h.}$*

En désignant par  $a$  la valeur médiane des filtrations des éprouvettes d'un même ciment, nous avons divisé l'axe des abscisses en une série de tronçons de longueurs égales et les extrémités des tronçons successifs ont reçu les chiffres:

$$\frac{a}{32}, \frac{a}{16}, \frac{a}{8}, \frac{a}{4}, \frac{a}{2}, a, 2a, 4a, 8a, 16a, 32a.$$

En ordonnées, au milieu de chaque tronçon, nous avons porté une longueur représentant la proportion, par rapport au nombre total des éprouvettes essayées, de celles dont les filtrations ont été comprises entre les valeurs inscrites aux deux extrémités du tronçon.

Les courbes ainsi superposées permettent de se rendre compte de l'importance relative des écarts: la régularité des courbes obtenues montre que les erreurs d'expérience sont bien des erreurs accidentelles obéissant aux lois du hasard (à l'exception de la courbe du ciment C qui présente deux pointes; on peut attribuer cette anomalie au fait que quelques-unes des éprouvettes ont été confectionnées deux mois après les autres et que pendant ce temps, le ciment a dû s'éventer légèrement); leur symétrie satisfaisante en abscisses logarithmiques montre que le phénomène obéit à la loi des effets

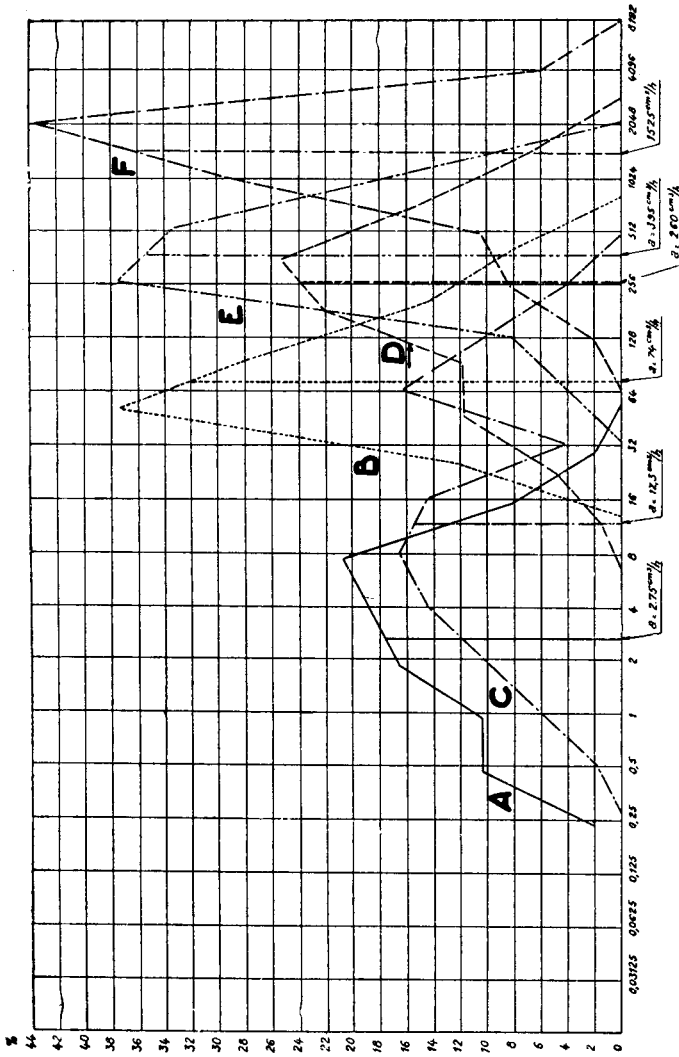


FIG. 3 — Essais statistiques de perméabilité. — Courbes de dispersion. — Ciment alumineux A, valeur médiane  $a = 2.75 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — ... Ciment alumineux B, valeur médiane  $a = 74 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Ciment alumineux C, valeur médiane  $a = 12.3 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Ciment artificiel D, valeur médiane  $a = 260 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Ciment artificiel E, valeur médiane  $a = 395 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Ciment artificiel F, valeur médiane  $a = 1525 \text{ cm}^3/\text{h}$ .

Statistical permeability tests. — Dispersion curves. — Aluminous cement A, median value  $a = 2.75 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — ... Aluminous cement B, median value  $a = 74 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Aluminous cement C, median value  $a = 12.3 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Artificial cement D, median value  $a = 260 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Artificial cement E, median value  $a = 395 \text{ cm}^3/\text{h}$ . — — — Artificial cement F, median value  $a = 1525 \text{ cm}^3/\text{h}$ .

proportionnels; dans chacun des deux groupes, l'aplatissement des courbes est du même ordre de grandeur.

En déplaçant les courbes par translation parallèlement à l'axe des abscisses, on peut les mettre exactement à la place qu'elles doivent occuper l'une par rapport à l'autre en valeur absolue (FIG. 3). On peut ainsi constater que les courbes se chevauchent et que, par conséquent, des résultats isolés ou trop peu nombreux sont susceptibles de conduire à inverser l'ordre de classement réel des ciments essayés.

Des essais de résistance effectués sur les mêmes mortiers ont donné des écarts normaux, ce qui donne tout apaisement sur la valeur de l'équation personnelle de l'opérateur et élimine toute idée de maladresse de sa part.

\* \* \*

Les considérations qui précèdent montrent que, pour affirmer qu'un béton est plus imperméable qu'un autre, il est nécessaire de faire un grand nombre d'échantillons de chacun d'eux. On peut voir alors comment se placent l'une par rapport à l'autre les courbes statistiques de dispersion des résultats.

Nous avons fait tout d'abord de nombreux essais de granulométrie en faisant varier seulement les proportions des éléments inertes, dont les plus fins ne descendent guère au-dessous du dixième de millimètre. Les résultats obtenus ne permettent pas de déceler des différences appréciables.

Par contre, en agissant sur les grains les plus fins du ciment, qui ont des diamètres de l'ordre de quelques microns, on obtient des résultats très convaincants.

La figure 4 donne, en fonction de la surface spécifique du ciment, la perméabilité d'un certain nombre d'éprouvettes de béton, au dosage de 265 kg./m.<sup>3</sup>, fabriquées avec des ciments d'origines très diverses.

Sans doute ce graphique ne permet pas de conclure à une relation mathématique entre la surface spécifique et la perméabilité, mais il convient d'observer qu'il s'agit d'essais peu nombreux et que des essais statistiques auraient probablement donné des résultats mieux coordonnés; par ailleurs, la seule valeur de la surface spécifique ne suffit certainement pas pour caractériser la composition granulométrique complète d'un ciment.

Sous cette réserve, on constate tout de même qu'au-dessous de 1.500 cm.<sup>2</sup>/gramme, tous les ciments donnent des bétons perméables et que les filtrations atteignent des valeurs considérables avec des ciments n'ayant que 1.100 à 1.300 cm.<sup>2</sup>/gramme.

Au-dessus de 1.800 à 1.900 cm.<sup>2</sup>/gramme, les filtrations sont pratiquement nulles.

D'autres essais ont été effectués sur ce même sujet:

(a) Un même ciment artificiel a été broyé à des moutures échelonnées; il a donné les résultats suivants:

MOUTURE	SURFACE SPÉCIFIQUE CM. <sup>2</sup> /GR.	PERMÉABILITÉ DU BÉTON EN LITRES PAR HEURE
55% de grains < 30 $\mu$	1.680	1,91
65% — —	1.925	0,009
80% — —	2.290	0,007

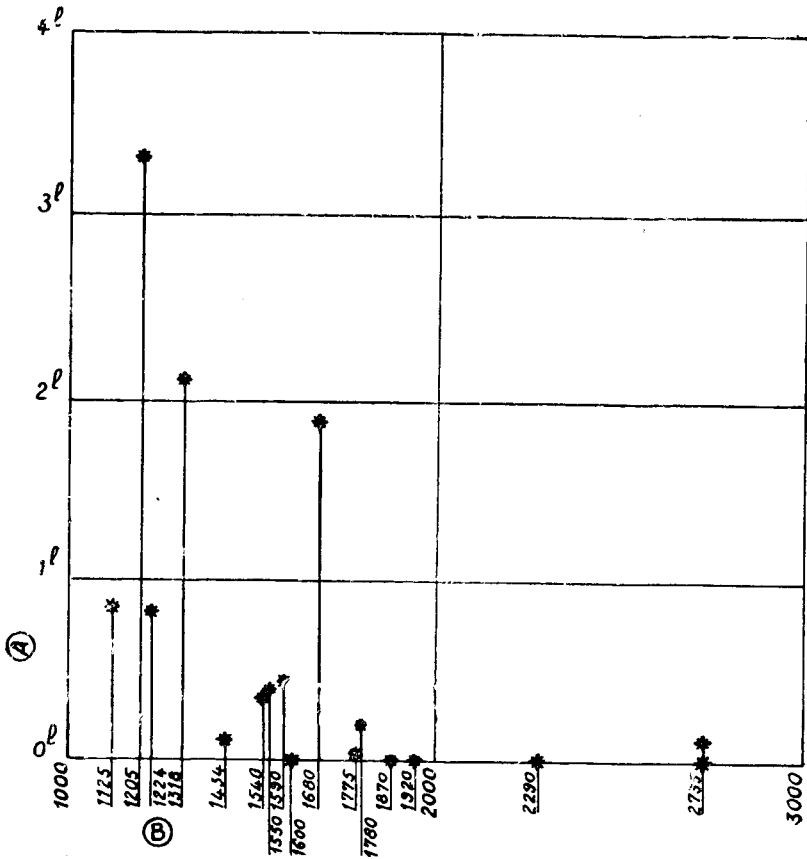


FIG. 4 — (A) Filtration en litres par heure. (B) Surface spécifique du ciment en  $\text{cm}^2/\text{gr}$ .  
 (A) Seepage flow in liters per hour. (B) Specific surface of cement in  $\text{cm}^2/\text{gr}$ .

(b) Essais du même genre sur éprouvettes de mortier au 1/5<sup>e</sup>.

SURFACE SPÉCIFIQUE  
EN  $\text{CM}^2/\text{GR}$ .

PERMÉABILITÉ DES ÉPROUVETTES  
INDIVIDUELLES EN  $\text{CM}^3/\text{HEURE}$

1.170

200 — 130 — 120 — 94 — 62,5 — 50 — 50 — 34

1.650

4,7 — 1,3 — 1 — 0,5 — 0,4 — traces — traces

2.150

4 — 1,3 — 0,9 — 0,5 — 0,4 — traces — traces — traces

(c) Un même ciment artificiel a été séparé à l'aide du séparateur à air en poudres élémentaires dont les grains ont des dimensions relativement uniformes.

Les courbes de granulométrie de ces diverses poudres sont données sur la fig. 5; les résultats de perméabilité sur éprouvettes de mortier au 1/5<sup>e</sup> sont donnés dans le tableau suivant:

DÉSIGNATION	SURFACE SPÉCIFIQUE CM. <sup>2</sup> /GR.	DENSITÉ APPARENTE	PERMÉABILITÉ DES ÉPROUVETTES INDIVIDUELLES EN CM. <sup>3</sup> -HEURE
Ciment original	1.310	1,12	20-20-20-10-10-10-2-1
A	4.000	0,61	traces d'eau
B	1.080	1,14	30-20-10-0
C	595	1,37	1920-2210
D	277	1,39	26.400-22.150

Tous ces résultats sont remarquablement concordants. Les zones de groupement des différents chiffres sont très différenciées les unes des autres et la conclusion ne fait pas de doute: le facteur le plus important de la perméabilité du béton réside dans la finesse du ciment.

Une autre expérience intéressante mérite d'être signalée; elle a eu pour objet de montrer que l'eau ne filtre que le long des surfaces de contact entre le ciment et les matériaux inertes.

Une pâte de ciment pur est pratiquement imperméable, quelle que soit la finesse du ciment; il est, en fait, très difficile de vérifier ce fait expérimentalement à cause des fissures de retrait qui prennent naissance dans une telle pâte; mais on constate une diminution très rapide de la perméabilité lorsque le dosage augmente.

Par ailleurs, nous avons procédé à une vérification expérimentale très caractéristique, en essayant une éprouvette en mortier très riche M traversée de part en part par une baguette cylindrique en granit B (Fig. 5). L'eau de filtration était colorée avec de la fluorescéine. Après l'essai, l'éprouvette fut cassée et on constata que, seule, la surface de contact entre B et M était colorée; aucune coloration n'apparaissait à l'intérieur du mortier.

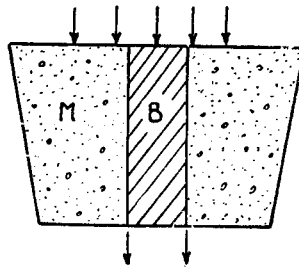


Fig. 5

On peut en conclure que dans l'intérieur de la pâte de ciment, l'enchevêtrement des cristaux est suffisant pour s'opposer aux filtrations, quelle que soit la finesse des grains de ce ciment; c'est au contact des grains inertes que se produisent des canalicules, ceux-ci étant d'autant plus étroits que le ciment est formé de grains plus fins, et d'autant moins continus que le dosage est plus riche.

\* \* \*

Notons, enfin, que la perméabilité du béton n'est qu'un facteur de l'étanchéité des ouvrages, et bien souvent ce n'est pas le facteur le plus important; l'eau, qui filtre à travers les ouvrages, passe beaucoup plus

souvent par les fissures, les nids de cailloux, les surfaces de reprise et imperfections diverses de mise en oeuvre qu'à travers les canalicules de la pâte compacte.

La recherche de l'imperméabilité de la pâte a, par contre, une grande importance dans la recherche de la protection contre l'action destructrice des eaux agressives ou dissolvantes et de la protection contre l'action du gel.

C'est là qu'apparaît la nécessité de la mouture fine, qui a, par ailleurs, le grand intérêt de donner des bétons gras et onctueux faciles à mettre en oeuvre, et qui accroît, en outre, le rendement chimique de la prise, les réactions étant localisées sur la surface des grains: les grains trop gros contiennent un noyau de matière qui reste indéfiniment à l'abri de l'hydratation, d'où gaspillage de matière riche.

### R É S U M É

Le présent rapport a trait à des résultats d'essais de filtration d'eau à travers le béton.

Il montre, d'abord, que les essais de perméabilité effectués sur des échantillons aussi indentiques que possible présentent des écarts considérables. Pour tirer d'une série d'essais des conclusions valables, il faut faire un très grand nombre d'éprouvettes semblables et tracer des courbes statistiques.

Lorsqu'on fait varier seulement la proportion des éléments inertes, dont les plus fins sont de l'ordre de 1/10 mm., les zones de groupement des chiffres obtenus ne sont pas assez différenciées pour qu'on puisse affirmer qu'une composition granulométrique est meilleure qu'une autre au point de vue de la perméabilité.

Par contre, des séries d'essais très caractéristiques ont montré nettement que le facteur le plus important de la perméabilité du béton réside dans la finesse de mouture du ciment.

Par ailleurs, on a pu montrer que l'eau ne circule pas à l'intérieur de la pâte de ciment; l'enchevêtrement des cristaux est suffisant pour s'opposer aux filtrations, quelle que soit la finesse des grains du ciment; c'est au contact des grains de ciment et des grains inertes que se produisent les canalicules qui laissent filtrer l'eau; ceux-ci sont d'autant plus étroits que le ciment est formé de grains plus fins et d'autant moins continus que le dosage est plus riche.

Enfin, on remarque que l'imperméabilité de la pâte compacte n'a qu'une influence secondaire sur l'étanchéité des ouvrages, les fuites se produisant plutôt à la faveur des grosses imperfections de mise en oeuvre. Mais l'imperméabilité a une grande importance dans la résistance aux décompositions et la résistance au gel. C'est là qu'apparaît l'importance des moutures fines, qui donnent par ailleurs la maniabilité et une meilleure utilisation de la matière au point de vue résistance.

### S U M M A R Y

This report deals with the results of test concerning seepage of water through concrete.

It shows at first that test of permeability carried out on various samples of as identical a texture as possible offer considerable differences. To draw sound conclusions from a series of tests, it is necessary to set up a very great number of specimens absolutely alike and draw statistical curves.

When the proportion of inert elements, the finest of which are around 1/10 mm., only varies, the grouping zones of the data obtained do not show a sufficient differentiation to assert that one gradation of aggregate is better than another with regard to permeability.

On the other hand, highly characteristic test series have distinctly shown that the most important fact in the permeability of concrete lies in the degree of fineness of cement.

Moreover, it has been proved that water does not run through cement paste; the overlapping and entanglement of crystals is sufficient to prevent the seepage of water, however fine the grains of cement might be; the tiny seepage channels which allow the flow of water occur at contact points of cement particles and inert particles; the finer the particles of cement, the narrower the channels and richer the mix, the less continuous they are.

Finally, it has been noticed that the imperviousness of the compact paste has only a secondary part in the watertightness of structures as leakage occurs rather as a sequence to great imperfections in the handling, placing and curing operations. But imperviousness is of great importance in resisting both desintegration and frost action. It is there where the importance of fine grinding appears which makes easier handling and better utilization of the material with regard to its resisting properties.





QUESTION N° II

HOON  
INDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

THE USE OF KANKAR LIME AS BUILDING MATERIAL FOR  
MAJOR ENGINEERING WORKS\*

R. C. HOON

*M.Sc., Ph.D., Research Officer on Special Duty,  
Central Waterways, Irrigation and Navigation Commission  
New Delhi (India)*

ABSTRACT

Lime, as a material of construction has been in use in India since prehistoric times. For its strength and suitability, it depends on argillaceous impurities either inherently present in it or subsequently added in some suitable form. *Kankar* is a naturally occurring form of impure limestone found in many parts of India which, being mainly composed of calcium carbonate and argillaceous constituents intimately mixed, is eminently suitable for burning to a type of lime ready for use as, or in, mortar. It occurs at different depths of the soil crust either in nodular form or as consolidated mass and its formation in the sub-soil is attributed, amongst other causes not yet fully explored, to seasonal fluctuation of the sub-soil water rich in bicarbonate content.

The hydraulicity of *kankar* limes is due to the presence in it of calcium silicate and aluminate compounds formed by the action of calcium oxide and earthy impurities during the burning of *kankar*. The usual forms of kilns and other conditions of burning are described.

*Kankar* lime is a form of special cement. The mortar hardens as a result of hydration and carbonation and although the development of strength in the initial stages is comparatively poor, the ultimate strength compares very favourably with ordinary cement mortars. Their hydraulicity is augmented considerably by adding a suitable proportion of puzzolanic material such as powdered burnt brick (*surkhi*).

The more commonly used *kankar* lime-*surkhi* mixes and the details of the lime mortars used in the construction of some dams and other major

\*L'utilisation de la chaux de *kankar* comme matériau de construction pour les grands ouvrages de génie civil.

irrigation works, are briefly described. The results of some of the more recent research work relating to *kankar* limes are discussed briefly and the need of further work stressed, with a view to standardization and ensuring that the strength and stability required at any work will be forthcoming from the material and proportion employed.

## 1 — INTRODUCTORY

The use of lime as a material of construction needs no introduction. Its use in India dates back to times immemorial and the manner, in which the ancient structures built in Hindu and later Mughal periods have withstood the ravages of time, bear irrefutable evidence of the durability of lime mortars.

Fat lime, which consists mainly of calcium oxide and is obtained by burning purer forms of limestone in suitable kilns to expel carbon dioxide and moisture, constitutes the simplest form of lime. When exposed to air or brought in contact with water, fat lime slakes, i.e. absorbs and chemically combines with water with the evolution of heat and decrepitation, and turns to a powder form. When made into a paste with water, it hardens in air by evaporation and carbonation but lacks hydraulicity, the property to set under water in situations where air cannot have access.

Limes obtained from limestone containing argillaceous impurities manifest, on the other hand, somewhat subdued slacking action but definite hydraulic properties. Up to a certain limit hydraulicity becomes increasingly distinct with the increase in the proportion of the argillaceous constituents in limestone. As an alternative, hydraulicity also results from the mixing of certain inert materials, e.g. puzzolana, sand, slag, powdered burnt brick (*surkhi*) to fat lime. Thus the source of hydraulicity of lime mortar must be sought in the argillaceous admixtures and therein lies the utility of limes as a material of construction.

## 2 — RAW MATERIAL : *Kankar*

2.0 *General* — In some parts of India impure limestone exists in nature in a form eminently suitable for burning to lime, ready for use in mortar. This natural concretionary limestone — sort of sub-soil tufa — is commonly known as *kankar*. It occurs at different depths in the soil crust, at times even right at the surface, in nodular form of irregular shape and varying size but at places also as consolidated compact mass known as "block" *kankar*. Apart from its use in the manufacture of *kankar* lime, due to its natural hardness it is also used for metalling roads and as aggregate in concrete.

2.1 *The Natural Agencies Causing the Formation and Deformation of Kankar Strata in Sub-soil* — *Kankar* generally occurs in areas subject to alternate dry and wet weather cycles, conditions usually prevalent in tropical and sub-tropical countries. The factors that lead to the formation of *kankar* belts in certain soils have not yet been defined precisely. Periodic fluctuations due to seasonal variations in sub-soil waters rich in bicarbonate is a plausible explanation of the formation of *kankar* strata in the sub-soil. A study recently undertaken of the development of *kankar* belt over a period of five years (1939-44) in one of the experimental agricultural farms in the Punjab revealed that cultivation of land tends to reduce appreciably the growth of the *kankar* belt while leaving the land continuously fallow intensifies its development<sup>10</sup>. This confirms that, among other causes, the

formation and deformation of *kankar* is intimately associated with the movement of moisture in the soil profile.

From another study, relating to the manganese content of the *kankar* nodules, more especially of the smaller size, and of the parent soil matrix in the *kankar* region, it seemed likely that manganese in some form might be serving as a sort of nucleus for the formation and growth of *kankar* nodules<sup>9</sup>. T. Bergman (1780), a Swedish chemist, from the analysis of a limestone containing manganese, attributed the hydraulic properties of lime to the presence of that element.

### 2.2 Composition of Kankar and Limits of Variation of Its Constituents —

Due to the natural processes involved in the formation of *kankar*, its main constituents, calcium carbonate and earthy impurities, are found intimately mixed. Although the proportions of the two main constituents vary over a fairly wide range from the point of view of suitability for lime burning, the effective limits of the content of argillaceous constituents are considered to be within 8 to 30 per cent; samples with more than 30 per cent of that constituents being difficult to calcine properly. In addition to the main constituents, other impurities generally present in relatively much smaller proportions are magnesium iron and alkaline carbonates, calcium sulphate, etc.

The chemical analyses of a few samples of raw *kankar* are given below to illustrate the extent of variability of its main constituents.

SITE	SAMPLE REG. NO.	% SiO <sub>2</sub>	% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	% CaO	% MgO	% LOSS OF IGNITION
Alwar State	28	25.16	2.21	2.39	34.23	4.66	29.52
Kherlalla	59	11.96	1.30	5.18	44.80	1.91	34.08
Deghot	48	37.28	11.00	3.64	23.67	1.85	21.56
Poanta	62	45.96	6.98	3.02	22.58	1.07	18.64
Herphala	61	31.20	7.38	3.02	24.04	6.05	25.36
Delhi Branch R.D. 233000	73	55.32	13.08	4.68	11.24	2.55	11.48
Bikaner	—	15.73	1.07	0.61	44.24	0.95	37.13

### 3 — TECHNIQUE OF BURNING *Kankar* TO *Kankar* LIME

3.1 *Chemistry of Burning* — As calcium carbonate is the main constituent of *kankar*, therefore, the major change that takes place on burning comprises the formation of calcium oxide with the evolution of carbon dioxide. The earthy constituent, being a hydrated silicate of aluminium, forms with calcium oxide compounds like calcium silicate and calcium aluminate, the excess of calcium oxide being left in a free form. Magnesium carbonate, like calcium carbonate, also parts with its carbonic acid and the resulting oxide combines with silica. Iron, if present, has a tendency to cause the limestone fuse at a somewhat lower temperature. It also forms compounds with silica and alumina. The alkaline and metallic oxides act as a flux and also tend to produce soluble silicates.

3.2 *Temperature Requirements of Burning* — The burning of *kankar* to *kankar* lime has to be done under controlled conditions. If the heating is not uniform or the temperature excessive, the resulting product is dead burnt or vitrified. Underburning, on the other hand, is just as objectionable as it impairs the properties of *kankar* lime. According to Mitra<sup>15</sup>, a condition for successful *kankar* lime burning is a temperature not below 812°C. (1494F.)

accompanied with a quick removal of carbon dioxide to avoid its recombination with calcium oxide. In practice the removal of carbon dioxide is affected by the natural draught of the kiln. The temperature and the interval of burning have to be controlled judiciously for every sample of raw *kankar* depending on its chemical composition, nature of kiln, etc., the aim being to obtain a complete and thorough burning with the minimum of vitrification. For adequate burning, impure limestone generally requires a more prolonged heating than comparatively purer forms.

**3.3 Description of Kilns Employed for Burning Kankar Limes** — Limestone is burnt either in clamps or kilns. In the former, the limestone is mixed with charcoal fuel and made into a heap, about 12 ft. high and 16 ft. in diameter, with sloping sides which are plastered over with mud. The clamp is fired from bottom where rough fire-places are made. Clamp burning is uneconomical as much heat is lost and some lime which is powdered during burning gets mixed with ash from which it cannot be separated. This mode of burning is adopted only when *kankar* lime is required in small quantities and its strength is not important.

Kilns may be either intermittent or perpetual. In intermittent kilns each charge of limestone is arranged in a heap over the fuel which is burnt in an enclosed fire-place below. According to Chowdhuri<sup>8</sup>, Fig. 1A, shows roughly an intermittent type of kiln as used in some parts of India. The limestone is arranged over the fire-place in layers, each layer on the inside projecting a little beyond the lower, the whole forming a rough conical roof over the fire-place. Smaller pieces of limestone and dust are put on top. A temporary brick wall, plastered over with mud is put up around the heap. The burning takes about 12 hours and the kiln is then allowed to cool and unloaded before a second charge is put in.

In perpetual kilns, a simple form of which is shown in Fig. 1B, charges of limestone and fuel are added from the top alternately and burnt stone is withdrawn through arched openings at the bottom. The burning goes on continuously day and night. This is very economical as the kiln is never allowed to cool and is, therefore, best suited when a large quantity of lime is required.

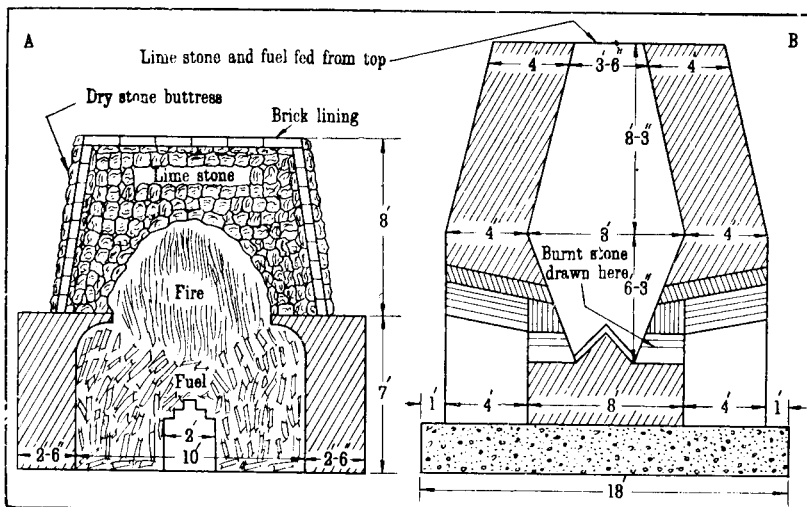


FIG. 1 — A, section of intermittent kiln. B, section of perpetual kiln.

The denser the stone and higher the temperature at which the lime is to be burnt, the smaller must be the pieces into which it should be broken. Comparatively purer forms of limestones are generally broken to 8-10 in. lumps, impure limestones to 3-4 in. lumps. The quantity of fuel required depends on the shape of the kiln, nature of the limestone and the degree of heating. For dense fat limestone about  $\frac{1}{3}$  to  $\frac{1}{4}$  and for hydraulic limestones  $\frac{1}{6}$  to  $\frac{1}{4}$  of their weight of coal is necessary for proper calcination.

In burning limestone, unless the heat applied is gradual, the separation of  $\text{CO}_2$  and moisture from the stones is so quick that they crumble to bits. It is necessary that the burnt stones should be withdrawn from the kiln as soon as the  $\text{CO}_2$  has been driven off, the stones generally passing from a dark red colour to brilliant white glow at that stage. If burning is continued beyond this stage, result is hard and heavy clinker, difficult to slake.

The rendering of burnt lime to powder form presents little difficulty if it is correctly burnt as aeration considerably helps the disintegrating process due to the slaking of free lime which is invariably present.

The desirability of washing raw *kankar* prior to burning to remove the loose sticking soil will be examined subsequently in this paper.

#### 4 — SETTING OF AND STRENGTH DEVELOPMENT IN *Kankar* LIMES

On account of a relatively greater proportion of calcium carbonate over the argillaceous constituent present in *kankar*, a fair amount of free calcium oxide is invariably present in the calcined mass on removal from the kiln, which, therefore, slakes when subjected to aeration. The process of slaking can also be accelerated by adding the requisite quantity of water. This distinguishes it from Portland cement clinker which is practically inert and unaffected by water until it is first ground to a fine powder.

With the addition of water, *kankar* lime forms a paste which hardens at a much slower rate than cement owing to the presence, in the former, of relatively smaller proportion of the lime silicates and aluminates which impart hydraulicity. Although in the case of cement the setting results from hydration, the lime paste hardens both on account of hydration and carbonation. *Kankar* lime mortars generate less heat during setting, thus minimizing volume change and cracking. The development of strength in their case is also comparatively slower than in cement mortars. In the long run, however, these mortars attain sufficient strength which compare favourably with those of cement mortars. It has been found by experience that the slaked *kankar* lime retains its setting properties much longer than if kept in the unslaked form. Magnesium carbonate, calcium sulphate and alkaline and metallic oxides all modify the slaking action by retarding it but cause a quicker setting of the wet mix.

The artificial addition of certain puzzolanic materials to *kankar* limes and thorough mixing, so that the silica and alumina in the former combine with the hydrated lime in the presence of water, considerably improves the ultimate strength of the mortar. Burnt clay brick finely powdered, *surkhi*, is the common form of puzzolana used in conjunction with *kankar* lime in India. According to Dutta<sup>1</sup>, *kankar* lime-*surkhi* mortar with a little gypsum all ground to cement fineness produce a mortar as strong with age as Portland cement. A few typical tensile strength test results of his experiments are given in Table 1 to illustrate the general strengths obtainable from some of the *kankar* lime-*surkhi* mortars as compared with cement mortars.

As with cement mortar, the quantity of water added in *kankar* lime mortar also affects the development of strength. For instance, Pooley<sup>17</sup>

TABLE 1

SL. No.	PROPORTION OF MATERIALS BY WEIGHT IN THE MIX				STANDARD GAUGE SAND	WATER FOR GAUGING %	TENSILE STRENGTH LB. PER SQ. IN.				
	<i>Kankar</i> lime	<i>Surkhi</i>	Gyp- sum	Portland cement			3 days	7 days	14 days	28 days	90 days
1	1000	1000 (CB)	100	—	6300	11.5	—	—	144	350	519
2	1000	2000 (OB)	150	—	9450	8.8	—	54	184	—	600
3	1000	3000 (OB)	200	—	12600	8.5	—	92	237	421	695
4	1000	4000 (OB)	250	—	15750	8.5	—	92	229	452	624
5	—	—	—	1000	3000	7.8	465	496	528	572	585
6	1000	2000 (WB)	—	—	9000	8.5	—	60	121	143	305
7	1000	4000 (WB)	—	—	15000	8.5	—	64	118	123	316

OB: made from over-burnt bricks.

WB: made from well-burnt bricks.

experimenting with mortars, having various lime water ratios, ranging between 1:0.9 to 1:1.56, on the development of strength up to a period of 81 months, found that after one month there was a difference of 38 tons between the driest and the sloppiest mixture and at 81 months the difference was 138 tons. On important works, therefore, emphasis is laid on this aspect and the quantity of water to be used in the mix is specified.

#### 5 — THE USE OF *Kankar* LIME FOR THE CONSTRUCTION OF MAJOR IRRIGATION WORKS

5.0 *General* — The use of hydraulic lime as constructional material in India dates back to times immemorial. Almost all the historic and pre-historic buildings, some of which are of world renown, have been built with some form of lime mortar. With the advent of large-scale irrigation works and the construction of structures, which had to withstand hydraulic pressure and remain in contact with or under water, the use of hydraulic lime assumed added importance. Unlike temples, buildings and mausoleums, hydraulic works are not concentrated in big towns but are dotted all over the country. The availability of suitable raw material for the production of lime at, or near, the site of work coupled with the simplicity of the manufacturing technique afforded a very great fillip to the use of lime mortar for hydraulic structures, both big and small. Due to the variability of the basic material the resulting limes bear a local brand. The strength developed in mortars on works in different parts of the country naturally varied due to the variation in the chemical composition of the parent material and of the mix employed but since the ultimate strengths developed were generally always more than that required for the safety and stability of the structures, there was little impetus for research for standardization beyond that indicated by the empirical rules of thumb. In practice the engineer incharge carried out certain simple tests for specifying the mix depending on the material locally available.

One of the earliest large-scale irrigation works executed in northern India was the Ganges Canal Project (1850); fat lime and *surkhi* mortar was used throughout the construction of all works, big or small, in connection with that project. That project was followed by the construction of weirs, anicuts and dams on other large rivers of India; and on these and connected works, the mortars used were invariably made from fat lime, *kankar* lime,

*surkhi* and sand in varying proportions depending on local condition; this practice continuing right up to the end of the first World War, and even after when the use of cement came into some prominence for such works as required early strength and for reinforced concrete structures. *Kankar* lime has been used both in masonry and concrete. The superstructure of most of the older works in India was built in rubble stone masonry, dressed stone masonry and what is known as cyclopean masonry, all in lime or *kankar* lime mortar. *Kankar* lime concrete was used on an extensive scale in the construction of the permanent head works of the Ganges Canal (1912-19) when the following proportion was adopted<sup>7</sup>:

100 cu. ft. of broken ballast or river shingle

30 cu. ft. of *kankar* lime burnt at site from nodular *kankar* with coal  
in continuous kilns

15 cu. ft. of river sand

The concrete lining of the Gang Canal in the Bikaner State affords a typical example of an engineering work where local *kankar* provided all constituents of the lining, viz. *kankar* lime, the coarse and the fine aggregates. For the construction of the Sukkur Barrage in Sind (1923-33), an artificial hydraulic lime was manufactured by burning an intimate mixture of four parts of slaked fat lime and one part of clay.

In southern India the use of hydraulic and *kankar* limes as a material of construction continues up till now. Among the comparatively recent big-scale engineering works where *kankar* lime has been used, mention may be made of the Vani Vilas Sagar Dam, Krishnaraja Sagar Dam and the Hirebhaskar Dam in Mysore.

The major dams built in India in hydraulic or *kankar* limes are listed as items 1-17 in the Appendix. For the sake of comparison, dams where cement mortar has been partially or wholly employed are also given as items 18-21 in the same Appendix. To illustrate the technique employed for big-scale constructions in hydraulic and *kankar* lime, a brief description of a few projects is given below.

5.1 *Use of Artificial Hydraulic Lime on Sukkur Barrage*—As already stated, hydraulic lime was artificially manufactured for use on the Sukkur Barrage<sup>6</sup>. Use of cement was considered expensive and also unsuitable for other reasons. Good limestone, almost pure, was available near the site of works in unlimited quantities and suitable clay was available at no great distance. The clay was stiff, greasy and free from sand. The proportion by weight of alumina and oxide of iron was 20 per cent and of combined silica 60 per cent.

Limestone was first burnt and fat lime manufactured in specially constructed kilns. After carefully removing unburnt stone, clinker or cinders, fat lime was slaked with water, the increase in volume being about 40 per cent. The second operation consisted in mixing thoroughly the slaked fat lime and clay. The lime, passed through  $\frac{1}{8}$  in. mesh, and clay, cleaned of roots, etc., were mixed in electrically driven mortar mills, the proportion being one part of clay to four parts of slaked lime with sufficient water to make a slurry of the consistency of thick cream. The mixture was ground for about 20 min. and laid out to dry. Cakes of the dried mixture were then mixed with coal and burnt in continuous kilns. 155 cu. ft. of dried cakes gave about 110 cu. ft. of hydraulic lime.

One hundred cu. ft. of limestone gave 130 cu. ft. of slaked fat lime, which mixed with 33 cu. ft. of clay and sufficient water gave about 155 cu. ft. of dried slurry cakes which finally yielded 100 cu. ft. of hydraulic lime. The lumps



of hydraulic lime so manufactured disintegrated into powder by themselves, and for use in mortar were mixed in the proportion of one part of hydraulic lime to  $1\frac{1}{2}$  parts of sand in mortar mills. The mixture was ground for about 20 min. before being sent to works.

The average strength of the mortar after 28 days was of the order of 125 lb. per sq. in. tensile and 170 lb. per sq. in. compressive.

5.2 *Use of Hydraulic Lime on Dams in Bombay* — A stress of 14.4 tons per sq. ft. was calculated in the design for the Lloyd Dam<sup>8</sup> at Bhatgar where the allowable limit had been fixed at 14.8 tons per sq. ft. Briquettes of *kankar* lime mortar from Bhatgar and Bhandardara Dams were actually found to crush at over 2,000 lb. per sq. in. the equivalent of 129 tons per sq. ft. The Mulshi Dam, where *surkhi* mortar was used had an allowable stress of 10.7 tons per sq. ft., i.e. 167 lb. per sq. in., but after seven days it attained 200 lb. per sq. in. more.

5.3 *Use of Kankar Lime Mortar on Dam in Mysore* — The Mysore State in southern India adopted, on an extensive scale, the use of lime mortar in the construction of Vani Vilas Sagar Dam as early as 1899<sup>21</sup>. That dam of cyclopean masonry is about 140 ft. above the river bed. The use of portland cement on the dam was precluded on account of (a) the difficulty of obtaining cement from England or Germany as its manufacture in India was only in its infancy at that time, (b) the quality of the sand available in the river was not considered good for use in conjunction with cement, and (c) no suitable means existed at that time to preclude the heat of the reaction between cement and water. *Kankar* was obtained from the quarry located within a mile of the dam site. As the lime manufactured from that raw *kankar* was only slightly hydraulic, the necessary strength was obtained by incorporating *surkhi*. Tests were carried out of mortars with ingredients in varying proportions. It was found (see TABLE 2) that although one part of unslaked *kankar* lime and two parts of slightly under-burnt *surkhi* gave the best mortar as regards strength, the difference between that mixture and the mixture containing one part of *kankar* lime and three parts of well-burnt *surkhi* was not significant and, therefore, it was decided to use the mix composed of one part unslaked burnt *kankar* lime with three parts by volume of powdered well-burnt *surkhi*, a proportion also cheaper than the others, for the construction of the dam. Further, as the use of slaked lime in place of unslaked lime resulted in a deterioration of strength, the use of the latter was adopted. The testing of mortar briquettes, after 14 days setting, developed in the mortar test samples a strength of, on an average, over 6 cwt. per sq. in. although the maximum pressure allowed in the design of the dam was only about 8 tons per sq. ft. (roughly about 125 lb. per sq. in.). Another advantage of that mortar was that it did not deteriorate even if kept for 5 days before actually using it. In practical construction, however, mortar older than 24 hours was not used.

The pioneer work done at the Vani Vilas Sagar in the use of *kankar* lime-*surkhi* mortar was pursued by engineers entrusted with the task of building the Krishnaraja Sagar Dam, also of cyclopean masonry. There, again, a suitable quarry in the neighbourhood of the dam site served as a source of raw material for manufacturing good hydraulic lime. The richer mixes, i.e. 1 lime, 2 *surkhi* and 1 lime, 3 *surkhi*, although yielding better strengths (TABLE 3) were costlier and found liable to contain free unslaked particles of lime. The mortar consisting of one part of *kankar* lime and four parts of the *surkhi* was considered safe proportion satisfying all requirements and was used on the construction of the Krishnaraja Sagar Dam. Experiments were also conducted to define the proper mode of mixing the mortar, the time

TABLE 2 — RESULTS OF TESTS CONDUCTED ON MORTAR AT VANI VILAS SAGAR DAM

PROPORTION		1 HOUR		24 HOURS		3 DAYS		7 DAYS		14 DAYS		28 DAYS		3 MONTHS		6 MONTHS		PERCENT- AGE OF WATER	
Lime	Sarkhi	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.		
<i>Kankar Lime and Under-burnt Sarkhi</i>																			
1	1.5	—	—	—	—	—	—	—	—	55	752	—	—	—	—	—	—	—	
1	1	15	52	14	65	33	197	48	378	81	224	138	1281	154	1456	—	—	50	
1	1.5	0	9½	20	60	57	318	82	659	123	694	153	1280	—	—	—	—	44	
1	2	0	19	17	—	35	106	33	197	126	996	166	1282	289	2240	—	—	38	
1	3	0	17	11	—	21	113	40	247	125	806	157	918	182	1848	190	250	33	
<b>2 hours — Kankar Lime and Well-burnt Sarkhi</b>																			
1	1.5	—	—	—	—	—	—	—	—	45	220	—	—	—	—	—	—	—	
1	1	9	—	17	35	45	235	34	55	90	896	151	1243	183	2464	—	—	50	
1	1.5	0	17	21	51	41	110	61	359	51	229	70	340	—	—	—	—	44	
1	2	0	9	10½	—	18	—	29	107	85	512	70	336	230	1400	—	—	38	
1	3	0	5	15	—	12	—	58	444*	116	855	65*	336*	172	1736	—	—	—	

\*This is the best.

T.S.— Tensile strength (breaking) in lb. per sq. in.

C.S.— Crushing strength (breaking) in lb. per sq. in.

TABLE 3 — RESULTS OF TESTS ON LIME-SURKHI MORTAR AT KRISHNARAJA SAGAR DAM

Lime	Proportion	1ST WEEK		2ND WEEK		3RD WEEK		4TH WEEK		6TH WEEK		8TH WEEK		12TH WEEK	
		T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.	T.S.	C.S.
1	0	31	—	50	—	80	235	187	302	109	358	120	426	129	482
1	1	65	560	109	907	148	1288	184	1456	190	1792	219	2173	256	2240
1	2	52	268	100	784	138	1053	160	1444	185	1758	Not tested	Not tested	260	2262
1	3	72	612	133	154	165	1165	184	1422	200	1758	240	1971	284	2363
1	4	79	425	122	896	150	986	152	1444	204	1702	205	1826	240	1938
1	5	76	531	128	885	142	1176	174	1366	183	1702	194	Not tested	234	1882
1	3	66	614	102	794	—	—	160	1358	192	1638	210	1820	226	2016
1	2	40	210	66	364	—	—	91	610	110	796	126	950	152	1120
1	1	33	200	56	336	—	—	82	588	110	760	130	910	156	1100
1	0	19	56	34	98	—	—	53	168	64	224	71	266	75	324

T.S. — Tensile strength (breaking) in lb. per sq. in.

C.S. — Crushing strength (breaking) in lb. per sq. in.

of grinding, the quantity of water, etc., and the conditions resulting in the most suitable product were adopted at the works.

The use of *kankar* lime-*surkhi* mortar on big and important river control works in Mysore State, where it has been adopted for the last 50 years, has come to stay. A safe compressive stress of 8 tons per sq. ft. is being generally allowed in all structures where this kind of mortar is in use. In the manufacture of mortar, care is taken to use only the best natural hydraulic limestone available at or near the work. The limestone is burnt at the works and is used unslaked and as fresh as possible, the slaking being done before mixing *surkhi* in the mill itself. The *surkhi* is prepared from well-burnt bricks even though slightly under-burnt bricks are found to give better results. The manufacture of the mortar is done by departmental agency to ensure quality and is not entrusted to any contractor.

5.4 *Lining of the Gang Canal* — Another example of the use of *kankar* lime for the construction of major engineering works in India is the concrete lining of 84 miles of Gang Canal in Bikaner State, which at the time of construction was the biggest and first venture of its kind in India and the world. The constructional details have been fully described by Jefferis<sup>13</sup>. The object of the lining was to prevent the loss of seepage which was considered to be of the order of 400 cusecs. The area of lining per running feet of the canal worked out to approximately 80 sq. ft. Thus in 84 canal miles, over 33 million sq. ft. of lining was done. *Kankar* of the nodular variety near Darbari in Bikaner State provided all the ingredients of the concrete, coarse and fine aggregate, the latter obtained by crushing *kankar* into grit for use in place of sand, and the lime which was obtained by burning *kankar*. To start with, the concrete lining was composed of 1:1:6 mixtures of *kankar* lime, grit and *kankar* and the thickness of the lining was 6 in.; afterwards with experience, the composition of the concrete was altered to 6:3:18, the higher proportion of the matrix (about 50 per cent) being used to secure greater compactness and resistance to absorption. The technical details of the manufacture of *kankar* lime and laying the concrete lining, the size and spacing of the expansion and contraction joints, etc., are described in detail in the paper referred to above.

On the whole, the lining has proved very efficacious in all these years that have elapsed since its construction. It is unique because of the fact that all the ingredients required for the concrete used for lining were obtained from one source, viz. the *kankar* quarry at Darbari.

5.5 *Cost of Kankar Lime Construction* — Some idea of the cost of *kankar* lime construction may be formed from the relevant cost account of the Krishnaraja Sagar Dam as given below:

1. Quarrying <i>kankar</i> carting to site (lead 4 miles) and stocking at site	Rs. as p.
	3 2 0 per cu. yd.
2. <i>Surkhi</i> brick bats manufacture and breaking	3 2 0 „
3. Lime burning	8 12 0 „
4. Mortar grinding	7 6 0 „
5. Rubble masonry construction	31 0 0 100 cu. ft.

Likewise, detailed of cost of one mile of concrete lining of the Gang (Bikaner) Canal as given by Jefferis indicates that the rate per 100 sq. ft. of lining worked out to Rs. 19-11-4 and the total cost per mile of concrete lining to Rs. 78,852.

6—THE NEED FOR STANDARDIZATION OF AND RESEARCH IN THE METHODS OF MANUFACTURE AND USE OF *Kankar* LIMES

On account of the availability of plenty of raw material, the extreme simplicity of the manufacturing technique, and the cheapness of the product and production of *kankar* lime has remained, more or less, on a cottage industry level in India. Taking into account the capital cost of establishing a Portland cement factory and subsequent working expenses, the cost of lime production is almost insignificant in comparison. As *kankar* lime can be manufactured locally, its use implies considerable savings in carriage charges. In addition, the low heat generated by lime mortars as the result of hydration and hardening, thus minimizing subsequent volume change, development of cracks, etc., and their ability to adjust to varying stresses due to a slower rate of setting are some of the other desirable qualities on account of which *kankar* lime mortars score over cement mortars. The main drawback, at present, about the general use of *kankar* lime, in some classes of important engineering works, is the non-standard conditions of its manufacture and subsequent use. The variability of the raw material, not only from place to place but also in different parts of the same quarry, constitutes a serious handicap. Whereas, in the case of cement manufacture the raw mix is adjusted suitably to comply with standard specifications, *kankar* lime manufacture, in most places, comprises quarrying the raw *kankar*, burning in ovens, and shelving the product for use. It will be appreciated that the difference in the raw material, in the method of burning and the manner of slaking and hydration would cause wide variation in the adaptability of the limes to various uses to which they might be put. So far, the cheapness of the raw material and the comparatively low strength, required in most structures on which it has been put to general use, did not call for standardization and the variations enumerated above were either unimportant or were otherwise ignored. As mentioned previously, limes generally bear a sort of local brand. No two limes are alike and even limes with practical, identical and chemical composition vary greatly in physical and other properties due to different handling in production and may behave differently in the hands of the consuming agency.

Apart from the variability of the limes, a further disadvantage of the use of this class of building material in certain arid and semi-arid regions lies in the danger of attack by salts present in varying proportions in the soil itself. Although cement mortars are equally liable to that sort of attack but in lime mortars the trouble is inherent in them on account of their containing *surkhi* which is obtained from bricks made from local soil. The movement of salts in the soil towards the surface due to capillarity coupled with expansive action of salt efflorescence—white fluffy and crystalline formation at surface due to salts like sodium sulphate forming hepta— and decahydrates as the result of hydration at low temperature and high humidity prevalent during winter—manifest a disruptive action on structures.

Continuous research is required with changing raw material apart from the normal struggle towards perfection in production.

The problems are of high temperature chemistry combined with engineering development of calcination units and specifications for its proper use. A very large part of the work done so far in connection with limes in this country comprises adjustment of the lime mortars to suit the local building requirements with the result that all these previous experiments have been, more or less, only related to the sample under test.

When high strengths are desired quickly as in some hydraulic structures, particularly in repair work, *kankar* lime construction is not suitable. While

this is a great handicap in the use of this lime, it is also an advantage. Due to its slow setting properties and low heat generation, it is particularly useful for mass work on account of its ability to adapt itself to the varying stresses in the initial stages. Since in its use in dams it will have to withstand high pressure and stresses than the older or comparatively small-scale structures, it is imperative that further research is carried out with a view to standardization and ensuring that the strength and stability required at the work will be forthcoming from the material and proportions employed. Research is also likely to indicate considerable improvements in its manufacture, economy in its use and its adaptability for use under conditions in which it is not now normally employed. Some of the attempts in that direction made in this country recently are described briefly in the following pages.

### 7—RECENT RESEARCH INVESTIGATIONS PERTAINING TO *Kankar* LIMES\*

7.1 *Kankar Lime, a Form of Special Cement*—The hydraulicity of lime is related to the proportion and the manner of combination of the main chemical constituents. To afford a more scientific interpretation to that aspect of *kankar* lime, a number of raw *kankar* samples and also the *kankar* limes, derived from each of the former by controlled electrical burning in the laboratory, were analysed for their chemical constituents and the tensile strengths developed by the limes after 10 days were compared. The results of the chemical analysis were interpreted in terms of some of the conventional moduli and indices. A grouping of *kankar* limes into those yielding fairly good or poor tensile strengths, as made in Table 4, reveals certain fundamental differences.

In the group of *kankar* limes manifesting fairly good tensile strengths, while the raw *kankar* samples on the average are characterized by relatively higher iron modulus<sup>†</sup> and lower silica modulus<sup>‡</sup>, CaCO<sub>3</sub> and cementation index<sup>§</sup>, the *kankar* limes derived from them possess higher silica modulus, CaCO<sub>3</sub> and somewhat greater cementation index with comparatively lower iron and hydraulic moduli and lime:silica ratio<sup>¶</sup> than *kankar* and *kankar* lime samples belonging to the latter group yielding poor strengths.

This study further brought out certain interesting differences between *kankar* limes and hydraulic limes described by other workers. Spalding<sup>22</sup>, for instance, fixes the range of hydraulic indices for eminently and feebly hydraulic limes between 0.2-0.4 and 0.1-0.2 respectively but the value of that index for fairly good *kankar* limes is about 1.39, those having an index markedly above or below that figure being feeble. Thus, according to Spalding's classification of hydraulic limes on the basis of hydraulic index, *kankar* limes fall in the category of natural cements. Likewise, Eckel<sup>5</sup> mentions the limits of cementation index for eminently and feebly hydraulic limes between 0.7-1.1 and 0.3-0.7 respectively but that index for fairly good *kankar* limes ranges in the neighbourhood of 3.2 and feeble *kankar* limes have values widely different from that value. It is evident, therefore, that *kankar* limes do not even seem to fit in Eckel's classification of hydraulic limes. It is not surprising that they constitute a distinct group requiring

\* Summary of the research work described previously in reference Nos. 11, 12, 19 and 20.

† Iron modulus =  $\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_3\text{O}_3}$

‡ Silica modulus =  $\text{SiO}_2/\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$

§ Cementation index =  $\frac{2.8 \times \text{SiO}_2 + 1.1 \times \text{Al}_2\text{O}_3 + 0.7 \times \text{Fe}_2\text{O}_3}{\text{CaO} + 1.4 \times \text{MgO}}$

|| Hydraulic modulus =  $\text{CaO}/\text{SiO}_2 + \text{R}_2\text{O}_3$

¶ Lime:silica ratio =  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$

TABLE 4 — SHOWING THE RELATION BETWEEN THE CHEMICAL COMPOSITION OF *KANKAR* LIMES AND *KANKAR* SAMPLES FROM WHICH LIMES WERE MADE AND THE TENSILE STRENGTH OF *KANKAR* LIME BRIQUETTES

LABORATORY No.	SITE OF SAMPLE	TENSILE STRENGTH (K) AND (LB. PER SQ. IN.) OF <i>kankar</i> LIME BRIQUETTES AFTER 10 DAYS	<i>Kankar kankar</i> LIME (KL)	CHEMICAL ANALYSIS						
				Silica modulus	Iron modulus	% $\text{CaCO}_3$ as calculated from CaO	Hydraulic modulus	CaO $\text{SiO}_2$	Cementation index	Hydraulic index
<b>Part I — <i>Kankar</i> limes with fairly good tensile strengths</b>										
50	Bakharpur	203.4	KL	4.09	3.30	63.73	0.69	0.86	3.05	1.39
			K	2.57	1.70	54.63	0.78	1.09	2.52	1.15
32	Sailani	162.4	KL	3.44	1.81	71.54	0.72	0.93	3.15	1.28
			K	2.65	1.16	54.48	0.80	1.10	2.81	1.16
31	Dabuwa	160.9	KL	2.87	1.13	65.04	0.64	0.87	3.34	1.37
			K	2.87	1.96	57.23	0.79	1.07	2.63	1.16
47	Hodel	127.1	KL	2.65	2.39	62.77	0.65	0.90	3.05	1.41
			K	3.25	2.50	52.57	0.77	1.01	2.47	1.21
64	Satlaka	120.6	KL	4.43	1.57	64.39	0.66	0.81	3.35	1.41
			K	4.04	2.33	53.05	0.71	0.88	3.08	1.33
63	Ballabgarh	115.3	KL	3.36	2.31	65.04	0.74	0.95	2.87	1.27
			K	3.05	1.88	57.88	0.86	1.15	2.51	1.06
58	Nalagarh	96.8	KL	4.37	1.44	60.48	0.64	0.78	3.26	1.45
			K	3.44	1.43	57.88	0.88	1.13	2.51	1.03
46	R.D. 20,000 Right Sirsa Branch	107.9	KL	2.82	2.27	59.84	0.59	0.79	3.52	1.57
			K	3.16	1.61	59.43	0.83	1.10	2.63	1.09
	AVERAGE		{ KL	3.50	2.03	64.10	0.67	0.86	3.20	1.39
			{ K	3.13	1.82	55.89	0.80	1.07	2.65	1.15
<b>Part II — <i>Kankar</i> limes with poor tensile strengths</b>										
54	25,000 Left Delhi Branch	82.4	KL	2.22	2.35	84.55	0.99	1.44	2.07	0.91
			K	2.88	0.73	61.13	0.95	1.24	2.29	0.90
62	Paonta	65.2	KL	4.52	1.87	63.98	0.50	0.61	4.44	1.80
			K	4.60	2.31	40.32	0.40	0.49	5.75	2.34
29	Alwar State	62.0	KL	2.54	2.19	74.79	1.15	1.60	1.82	0.79
			K	5.47	0.92	61.13	1.15	1.36	1.83	0.80
51	Badkhal	60.0	KL	1.82	3.87	70.89	0.84	1.31	2.37	1.10
			K	3.58	1.69	67.30	1.22	1.57	1.85	0.75
49	Neamka	56.7	KL	3.22	2.28	56.25	0.52	0.68	3.93	1.78
			K	2.31	2.48	48.79	0.62	0.89	3.25	1.48
55	R.D. 20,000 Left Delhi Branch	55.7	KL	1.30	4.67	57.88	0.52	0.92	3.40	1.78
			K	1.56	2.96	45.52	0.69	1.04	3.00	1.41
65	Alampur	51.4	KL	4.78	1.29	71.53	0.81	0.98	2.76	1.14
			K	5.08	1.82	70.89	1.48	1.78	1.57	0.63
61	Herphala	49.0	KL	2.55	2.81	54.48	0.53	0.74	3.71	1.75
			K	3.00	2.44	42.93	0.58	0.77	3.00	1.60
66	Khalilpur	39.8	KL	2.28	3.28	53.98	0.45	0.65	4.53	2.04
			K	2.13	2.64	43.57	0.61	0.82	3.60	1.64
48	Deghot	18.6	KL	3.57	1.60	48.13	0.44	0.56	4.30	2.10
			K	2.55	3.02	42.27	0.46	0.63	4.53	2.04
59	Kherlilala	4.6	KL	1.39	0.78	—	3.17	5.45	0.61	0.24
			K	1.87	0.25	80.00	2.44	3.75	0.81	0.30
71	R.D. 167,000 Left Delhi Branch	Nil	KL	3.79	2.80	24.38	0.18	0.23	10.54	5.12
			K	3.62	3.06	18.21	0.13	0.17	13.64	7.05

standards for their characterization other than those adopted hitherto for hydraulic limes.

7.2 *Effect of Soil adhering to Kankar on the Properties of Kankar Limes* — Apart from the earthy constituent of the *kankar* nodules there is always some soil held more or less loosely with the raw material. To examine the effect of this loosely held soil samples of raw *kankar* were soaked over night and finally washed under a jet of water. The proportion of soil thus removed from various samples varied from 1 to 62 per cent. It was expected that the properties of limes manufactured from unwashed *kankar* would vary considerably. For a systematic study of these variations, samples of washed and unwashed *kankar* were burnt separately in electric muffle. The tensile strength of briquettes made from *kankar* limes derived from washed (w) and unwashed (uw) *kankar* samples and the results of the chemical analyses of the two series of *kankar* limes are given in Table 5. It is revealed that washing of *kankar* prior to calcination gives:

- (i) An increase in the iron and hydraulic moduli, in CaO : SiO<sub>2</sub> ratio and in the percentage of CaC<sub>3</sub>.

TABLE 5 — COMPARISON OF TENSILE STRENGTH OF *KANKAR* LIMES PREPARED FROM UNWASHED AND WASHED *KANKAR* NODULES

LAB. REG. NO.	% PARENT SOIL STICKING	<i>Kankar</i> LIMES PREPARED FROM UNWASHED <i>kankars</i>			<i>Kankar</i> LIMES PREPARED FROM WASHED <i>kankars</i>		
		% Water used for gauging	Tensile strength (lb. per sq. in.)		% Water used for gauging	Tensile strength (lb. per sq. in.)	
			10 days	28 days		10 days	28 days
28	3.28	45	50.1	83.6	35	90.9	184.5
31	7.24	45	107.0	90.5	42	80.5	194.0
32	15.80	45	131.2	116.8	35	193.4	258.0
46	15.92	45	101.0	167.3	45	115.5	148.7
47	4.60	55	121.0	69.2	52	208.0	179.7
48	3.20	52	75.5	132.1	38	76.2	206.0
49	4.00	52	56.7	124.9	45	107.0	248.0
50	4.80	55	85.9	142.8	45	162.0	314.0
51	8.60	40	60.0	62.2	48	45.0	107.3
52	8.60	45	61.5	86.9	45	20.0	121.0
54	0.80	60	97.0	83.7	40	136.0	142.0
55	1.00	52	55.7	229.6	38	47.6	303.6
58	2.40	60	88.0	134.8	45	—	—
59	13.20	60	4.6	12.9	48	7.9	46.2
60	2.32	40	15.9	181.2	35	42.1	145.0
61	5.14	45	49.0	95.9	45	86.9	172.0
62	7.50	50	65.2	106.8	42	30.2	154.8
63	3.40	50	115.0	145.4	35	85.0	152.2
64	23.70	40	120.6	158.2	38	82.9	125.6
65	18.00	45	51.4	77.2	35	28.0	100.0
66	3.84	50	39.8	206.1	45	—	28.8
70	61.70	40	78.5	178.5	35	94.7	111.6
71	33.30	35	—	—	38	31.6	83.6
72	26.40	38	103.6	146.3	40	—	—
73	46.20	40	55.7	145.0	40	18.0	173.1
74	26.92	50	73.2	205.8	50	112.5	303.3
104	50.40	38	82.3	96.5	40	64.7	110.4



- (ii) A decrease in the cementation and hydraulic indices and silica modulus.
- (iii) An increase in the tensile strength of briquettes cured for 10 days from 0-131 lb. (average 75 lb.) p.s.i. in unwashed series to 0-208 lb. (average 83 lb.) p.s.i. for the washed series [ 14 out of 27 *kankar* limes of (w) series manifesting a further increase in the tensile strength after 10 days' curing ].
- (iv) An increase in the tensile strength of briquettes cured for 28 days from 0-230 lb. (average 118 lb.) p.s.i. in unwashed series to 0-314 lb. (average 165 lb.) p.s.i. for washed series [ 20 out of 27 *kankar* limes of (w) series manifesting a further increase in the tensile strength after that period of curing ].

It is evident from the above that although a majority of *kankar* limes obtained from washed *kankar* manifest a slight improvement in their hydraulic activity and a tendency towards becoming comparatively slow setting, no definite and conspicuous relation between the improvement thus affected and the percentage of soil removed, as the result of washing *kankar* can be established.

The improvement resulting from washing *kankar* prior to burning is, therefore, not commensurate with the labour and expense involved, and cannot, therefore, be considered as a general feature of *kankar* lime burning except in such cases where the weakness of lime can specifically be attributed to a large quantity of loosely adhering soil in the raw material.

7.3 *Standardization of Laboratory Technique of Lime Burning*—Different samples of *kankar* require different intervals for complete calcination. Samples calcined for a fixed interval may in one case result in under-burnt lime while in others in partially fused or dead burnt lime. It was, therefore, important to define the period of burning of *kankar* limes in terms of certain characteristics to ensure the best results.

The main variation in *kankar* limes, as the result of calcination, occurs in their percentage of calcium carbonate content. Any stage of burning of limes, therefore, can be expressed in terms of their calcium carbonate content as follows:

$$\text{Unburnt fraction} = \frac{\text{CaCO}_3 \text{ content of burnt sample} \times 100}{\text{CaCO}_3 \text{ content of raw } kankar}$$

This necessitates a convenient method of determining calcium carbonate content of lime at any stage of lime burning. The modified Passon's method<sup>16</sup> for the rapid determination of CaCO<sub>3</sub> was found extremely convenient. The calibration curve for changes of volume indicated by the mercury manometer in terms of per cent CaCO<sub>3</sub> is given in Fig. 2.

A few samples of *kankar* were calcined electrically for 5, 8, 10, 13 and 15 hours to bring out the effect of controlled calcination on hydraulic activity of resulting limes. A comparison of the residual CaCO<sub>3</sub> content, heat of hydration and tensile strengths of those limes shows that:

- (i) *Kankar* samples requiring more time for complete calcination are richer in their CaCO<sub>3</sub> content and the limes obtained from them give higher values of heat of hydration than easily calcinable samples.
- (ii) As for the development of strength of briquettes made from the limes obtained from high CaCO<sub>3</sub> containing *kankars*, after say 28 days of curing, the maximum strengths are obtained in a majority of cases at an intermediate stage of burning instead of the 10 hours'

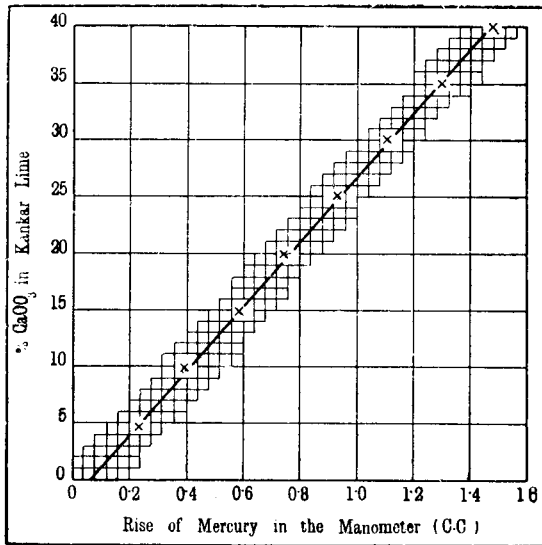


Fig. 2 — Graph showing the rise of mercury column in manometer corresponding to  $\text{CaCO}_3$  content in *kankar* lime.

burning adopted in the laboratory investigation. An explanation of the phenomena lies in the fact that after the stage of burning yielding maximum strength the free lime content of those *kankar* limes exceeds the reactive puzzolanic portion required for complete satisfaction of the former and that becomes a source of weakness.

The investigation reveals that it is absolutely necessary to thoroughly examine every sample of *kankar* for the correct stage to which it ought to be burnt in order to ensure best results.

**7.4 Standardization of Aeration** — The extent of slaking of freshly prepared *kankar* limes on laboratory scale carried systematically in humid chambers under controlled conditions can be defined in terms of the heat of hydration, the latter becoming negligible when hydration is complete. The time required for complete aeration naturally varies for different samples depending upon their free lime contents. *Kankar* limes subjected to this mode of aeration are designated “systematically aerated” (SA) in contrast to “unaerated or unsystematically aerated” (UA) in the following description:

Two sets of test briquettes were made from each of the two series of *kankar* limes and tested for tensile strength after curing periods of 10 and 28 days respectively. As expected, the (SA) limes required for gauging a quantity of water which was appreciably less than that used for corresponding (UA) limes. The results of the investigation are given in Table 6 from which the following conclusions can be drawn:

- (i) 14 out of 27 *kankar* limes of (SA) series manifest better tensile strengths on 10 days' curing than the corresponding limes of the (UA) series.
- (ii) 20 out of 27 *kankar* limes of (SA) series show further improvement in the tensile strength after curing for 28 days.

TABLE 6—COMPARISON OF TENSILE STRENGTHS OF  
AERATED AND UNAERATED *KANKAR LIMES*

LAB. REG. No.	AERATED <i>kankar LIMES</i>			UNAERATED <i>kankar LIMES</i>		
	% Water used for gauging	Tensile strength (lb. per sq. in.)		% Water used for gauging	Tensile strength (lb. per sq. in.)	
		7 days	28 days		7 days	28 days
28	33	60.4	133.3	35	90.9	184.5
31	30	51.5	207.8	42	80.5	94.0
32	33	172.9	374.8	35	193.4	258.0
46	35	52.1	202.1	45	115.5	148.7
47	35	156.2	333.6	52	208.0	179.7
48	33	77.2	229.8	38	76.2	206.0
49	33	92.2	284.5	45	107.0	248.0
50	35	123.9	308.0	45	162.0	314.0
51	35	91.4	191.2	48	45.0	107.3
52	35	99.0	248.3	45	20.0	121.0
54	40	160.4	178.9	40	136.0	142.0
55	35	Nil	Nil	38	47.6	303.6
58	33	13.6	75.7	45	Nil	Nil
59	51	Nil	37.9	48	7.9	26.2
60	40	129.6	265.1	35	48.1	148.0
61	35	87.4	192.4	45	86.9	172.0
62	33	68.9	140.8	42	30.2	154.8
63	38	175.5	236.4	35	85.0	152.2
64	30	54.9	126.9	38	82.9	125.6
65	30	35.6	86.3	35	28.0	100.0
66	40	56.0	214.2	45	Nil	28.8
70	40	96.7	237.8	35	94.7	111.6
71	35	51.8	160.9	38	31.6	83.6
72	35	65.1	143.9	40	Nil	Nil
73	35	75.2	278.0	40	18.0	173.1
74	38	106.0	260.0	50	112.5	305.3
104	35	65.0	165.0	40	64.7	110.4

(iii) The average tensile strengths of (UA) limes after 10 and 28 days curing are 83 and 166 lb. per sq. in. respectively, and those for (SA) limes are 91 and 201 lb. per sq. in. respectively.

(iv) The briquettes made from (SA) limes show no cracks which developed in certain limes of (UA) series.

It might be concluded, therefore, that controlled aeration of *kankar* limes after their manufacture considerably helps in improving their behaviour and hydraulic activity. It is specially recommended for samples to be subjected to comparative tests.

*7.5 Absorption of Moisture by Kankar Limes in Relation to the Development of Strength*—Sulphuric acid water mixtures placed in an enclosed vessel are capable of creating in that vessel atmospheres of definite humidities depending on the quantities of acid and water in the mix. The use of those mixtures was discussed by Wilson<sup>23</sup>. Those mixtures were employed to compare the rates of absorption of moisture at different humidities by *kankar* limes initially dried at 110°C. on lines similar to those employed for soils

by Puri and Hoon<sup>18</sup>. The moisture absorbed by five samples of *kankar* limes manifesting different tensile strengths at 10, 30, 50 and 70 per cent relative humidities are diagrammatically represented in Fig. 3.

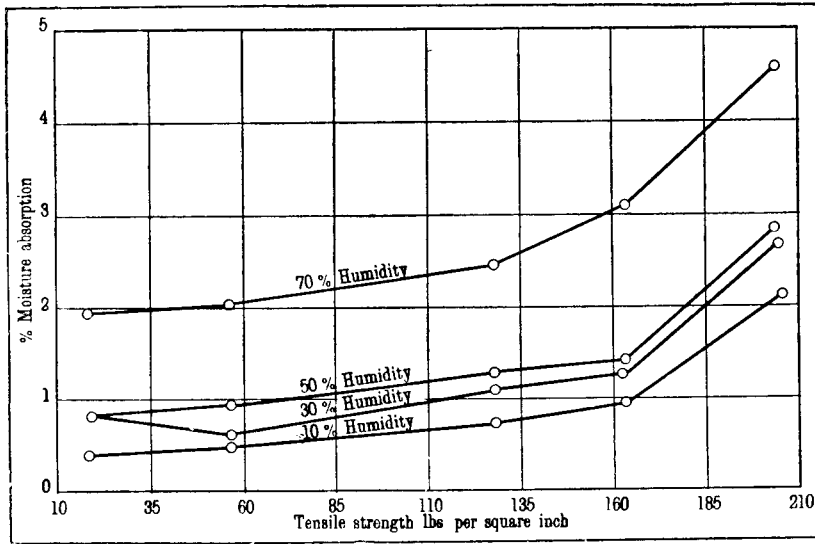


FIG. 3 — The moisture absorption by *kankar* limes on keeping at varying humidities in relation to strength development.

It is concluded that:

- (i) Dry *kankar* limes are capable of absorbing moisture at all humidities, the rate varying with different humidities, the higher the humidity, the greater the moisture absorption.
- (ii) At all humidities, *kankar* limes having eminent strengths are capable of absorbing much greater quantities of water than relatively feeble *kankar* limes showing that the rate of moisture absorption is directly related to the increasing hydraulicity of *kankar* limes.

**7.6 Artificial Mixes of Limestone and Soil as Substitute for *Kankar* for the Manufacture of Hydraulic Lime** — It has been shown earlier that a very conspicuous improvement in the strength of *kankar* lime mortar occurs as the result of the addition of *surkhi* to it. It has also been mentioned in paragraph 5.1 that artificial hydraulic lime made by burning an intimate mixture of slaked fat lime and clay was employed during the construction of the Sukkur Barrage. The limestone soil mix provides a substitute for the manufacture of hydraulic limes in place of *kankar* where *kankar* belts are either absent or deficient in the soil crust but limestone, as an alternative, is available at site or in close proximity. If the limestone employed is chalk or some other soft material, it can be ground into powder, mixed with the right amount of clay and burnt in a kiln. If the limestone is hard, it may first be burnt and slaked and then mixed with clay and reburnt. A lime which is burnt twice is called "twice kilned" lime.

This study was undertaken to throw some light on the reaction between free lime and puzzolanic constituents of *kankar* limes, taking place either during calcination of *kankar* or subsequently.

The laboratory technique of preparing hydraulic limes from limestone soil mixes consisted of thoroughly mixing powdered limestone and soil in varying proportions above and below the lime content of a normal *kankar*, making into a paste with water and rolling the wet mass into small-sized balls. The latter were calcined in the electric muffle for 10 hours and afterwards powdered to pass 100 mesh as in the case of *kankar* limes obtained from *kankar*. Two sets of test briquettes were made from each of those limes, cured for 10 and 28 days respectively and tested for their strengths. The chemical analysis of the samples of limestone and soil used for this investigation and the results of the tensile strengths of briquettes are given in Table 7.

As will be seen from the table, tensile strengths of about 230 lb. per sq. in. are obtained after 28 days curing from a number of mixes which is

**TABLE 7 — ARTIFICIAL HYDRAULIC LIMES**

*Chemical analysis of limestone and soil samples used in the preparation of hydraulic lime mixes*

Sl. No.	INDEX OF SAMPLE USED	RATIO OF SOIL AND LIMESTONE IN THE INITIAL MIX	LIMESTONE SAMPLES	% CaO CONTENT IN THE MIX	COMPUTED CHEMICAL ANALYSIS OF THE MIX				TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN.)	
					SiO <sub>2</sub> %	R <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	CaO %	MgO %	10 days	28 days
	(A)	1:00		1:00	1:60	54:22		1:16		
	(B)	1:60		1:20	53:86		1:51			
	(C)	1:18		1:44	54:34		1:72			
	(D)	51:52		17:23	13:52		3:67			
	(E)	54:12		18:69	11:59		3:34			
1	(D)	84 parts	20	43.44	14.78	20.03	3.27	Nil	25.6	
	(A)	16 —								
2	(B)	74 —	24	38.38	13.21	24.10	3.02	Nil	38.0	
	(A)	26 —								
3	(E)	66 —	27	34.54	11.81	27.23	2.93	125.4	236.2	
	(D)	34 —								
4	(E)	61 —	29	32.05	11.01	29.26	2.83	136.1	228.4	
	(B)	39 —								
5	(B)	56 —	31	29.55	10.20	31.22	2.72	116.9	235.5	
	(D)	44 —								
6	(E)	52 —	32	27.27	9.78	32.10	2.48	92.2	149.1	
	(B)	48 —								
7	(B)	44 —	36	23.57	8.27	36.11	2.46	24.8	101.4	
	(E)	66 —								
8	(E)	80 —	20	43.61	15.15	20.04	2.97	Nil	32.0	
	(D)	29 —								
9	(E)	71 —	24	38.89	13.58	23.86	2.82	Nil	36.8	
	(D)	89 —								
10	(B)	63 —	27	34.69	12.28	27.23	2.66	63.6	123.1	
	(E)	37 —								
11	(D)	69 —	29	32.59	11.49	28.92	2.58	61.5	206.9	
	(B)	41 —								
12	(E)	54 —	31	29.96	10.62	31.04	2.49	69.6	209.4	
	(D)	46 —								
13	(E)	50 —	33	27.65	10.04	32.96	2.53	73.8	238.3	
	(C)	50 —								
14	(E)	43 —	36	24.94	8.84	35.95	2.42	128.1	239.7	
	(C)	58 —								

a very satisfactory figure as compared to eminently hydraulic *kankar* limes. In the naturally occurring *kankar* nodules the reaction between its lime and earthy constituents might be expected to take place more efficiently than in artificial mixes. Moreover, the percentage of clay fraction of soil used for making artificial mixes should determine the availability of silica in comparatively more reactive form than when the coarse sandy fraction preponderates. Therefore, along with the chemical composition of the soil, its mechanical composition would also play an important part in enabling the free lime to form suitable strength giving compounds during burning or on subsequent hydration.

*7.7 The Significance of Free Calcium Oxide in Relation to the Development of Strength in Kankar Limes* — The hydration of limes is accompanied by an evolution of heat. A measurement of the heat evolved is, therefore, necessary for assessing the effect of controlled aeration. The calorimeter method adopted earlier by Puri and Hoon<sup>18</sup> for comparing the heat of wetting of soils was employed for that work. For the samples of *kankar* limes examined by that method the heat of hydration varied from 2 to 160 calories per gramme. The development of heat is mainly due to the lime content which fails to combine with other constituents during calcination or subsequent hydration. Apart from the generation of heat, a certain amount of fluffiness also results from the hydration of free lime.

It is, therefore, essential to determine the proportion of uncombined calcium oxide in *kankar* limes; and that was done by the method of Lerch and Bogue<sup>14</sup>. It was interesting to find that the quantity of free lime estimated in a number of *kankar* limes varied from 2 to 64 per cent. The relation between the free lime contents of a few samples and their heats of hydration are given in Fig. 4 and indicate a very good linear relationship. This points to the possibility of employing the heat of hydration method for assessing the free lime content of lime, and further investigation may

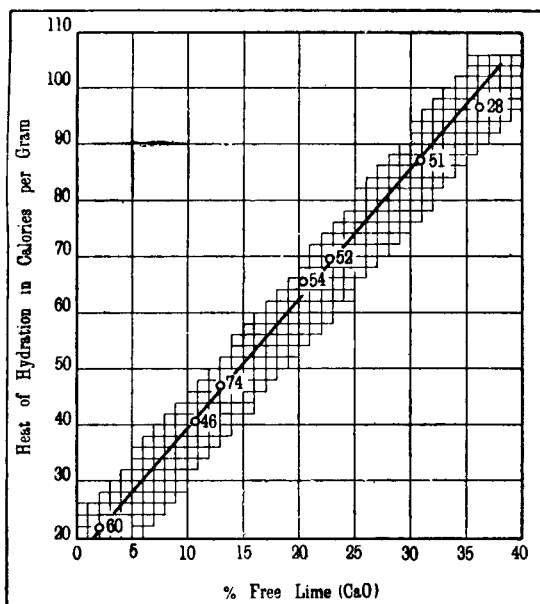


FIG. 4 — Curve showing the relation between the heat of hydration and free lime in *kankar* limes.

lead to the evolution of a ready quick method instead of the existing tedious methods of assessing the free lime content.

It has already been pointed out that it is most important in the use of *kankar* limes to ensure the maximum utilization of their free lime content in forming strength giving compounds in the shortest period by providing the requisite proportion of necessary constituents for such combination, failing which the free calcium oxide becomes rather a source of weakness. If artificial puzzolanic material in sufficient quantity is added to *kankar* lime to react with its free lime content, an improvement in the hydraulicity can be expected. In order to study this aspect systematically, three samples of *kankar* lime with different free lime contents were selected. Test briquettes were prepared from neat *kankar* limes and also from corresponding mortars made by mixing each of those limes with *surkhi* equivalent to 3, 4 and 5 times, by weight, of their free lime content. The tensile strengths of briquettes cured for 28 days, 3 months and 6 months are given below in Table 8.

TABLE 8

Kankar LIME SAMPLE (REG. NO.)	% FREE LIME IN <i>kankar</i> LIME	DESCRIPTION OF MORTARS		TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN.)		
		<i>Kankar</i> lime	<i>Surkhi</i> in terms of free lime content in <i>kankar</i> lime	28 days	3 months	6 months
32	12.00	1	0	420	434	478
		1	3	503	529	511
		1	4	380	512	546
		1	5	364	505	526
28	25.80	1	0	256	314	320
		1	3	254	477	483
		1	4	266	478	407
		1	5	208	398	467
59	64.06	1	0	48	82	79
		1	3	127	341	417
		1	4	126	410	400
		1	5	150	354	364

The results indicate that:

- (i) There is considerable improvement in the tensile strength of *kankar* limes on the addition of *surkhi* in varying quantities.
- (ii) The contribution to strength due to the satisfaction of the free lime content of *kankar* limes by the puzzolanic constituent in the mix is attained practically fully on three months curing and further curing brings about improvement in strength at a comparatively slow rate.
- (iii) The more the free lime content there is in any *kankar* lime sample, the less the early strength and, in general the greater the proportional improvement, as the result of addition of *surkhi* on prolonged curing.

- (iv) Although the strengths attained in *kankar* lime-*surkhi* mixes, where *surkhi* is added in quantities 3 or 4 times the free lime content of *kankar* lime, is more than where it is added equivalent to 5 times, it is in general indicated that in the course of time the ultimate strength of the latter mixes would approach or actually exceed those of the former.

From the point of view of cost, it seems definitely an advantage to use a larger quantity of *surkhi*, a cheap material, and still attain reasonably good strengths. The defects arising out of the soluble salt content, if present, in *surkhi* have already been pointed out in paragraph 6.

7.8 (a) *Addition of Other Materials to Kankar Limes and Kankar to Improve Their Hydraulicity* — The effect of adding certain substances in small proportions to *kankar* lime on the tensile strength of the resulting material is shown diagrammatically in Fig. 5. The addition of gypsum, plaster of Paris and sodium silicate has a marked effect. However, the drawback about the use of these substances is their solubility in water, especially that of the last.

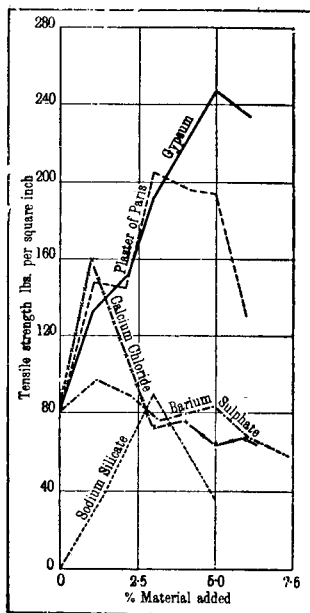


FIG. 5 — The effect of incorporating various materials to *kankar* lime on its strength (after 10 days curing under wet sand).

(b) *Manganese Plays an Important Role* — Hoon and Dhawan<sup>9</sup> have shown that manganese is present in *kankar*, and that the soil strata bearing *kankar* contains a higher manganese content than soil without *kankar*. An examination of the effect of adding manganese, as manganese sulphate up to 1 per cent, to limes on their tensile strength indicates slight additional strength only as seen from the results in Table 9.



TABLE 9

% MANGANESE SULPHATE ADDED TO <i>kankar</i> LIME	% TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN. )
nil	79
0.25	87
0.50	98
0.75	91
1.00	99

(c) *Dolomitic Kankar and Kankar Limes* — This comprises a class of raw *kankar* which has unusually high magnesium content. Two such samples of *kankar* were examined by the author and they contained 14.48 and 22.96 per cent of MgO (sample Nos. 444 and 445 in TABLE 10). The *kankar* limes derived from them manifested high strengths after short curing periods but on prolonged curing produced very little additional improvement.

Singh and Bahri<sup>20</sup> prepared text briquettes of nine *kankar* lime samples varying in their MgO content. The results of tensile strength tests of those briquettes are given in Table 10.

TABLE 10

<i>Kankar</i> LIME REG. NO.	% MgO	TENSILE STRENGTH IN LB. PER SQ. IN.		
		10 days	28 days	3 months
445	22.96	170	198	220
444	14.48	251	235	259
60	8.79	130	265	298
47	7.73	156	334	360
32	6.37	173	375	377
52	4.61	99	248	324
64	3.84	55	127	162
51	2.36	91	191	226
72	0.30	65	146	227

These results indicate that the MgO content in *kankar* limes plays an important role in the development of strength especially in early stages. With MgO content between 4 and 9 per cent the tensile strength throughout is good but when it exceeds 9 per cent, the *kankar* lime tends to attain its maximum strength early; on prolonged curing there is little improvement. With less than 4 per cent of MgO, *kankar* limes exhibit comparatively poor strength.

Further tests carried out by Singh and Bahri indicate the possibility of improvement in strength of *kankar* limes deficient in MgO by adulteration with *kankar* limes rich in MgO content; the practical utility of this, however, depends on the availability of *kankar* of the two varieties in close proximity.

An adjustment of the magnesium content in *kankar* limes may be profitable in cases where a high strength in early stages of construction is aimed at. To avoid deleterious effects at later stages on account of the high

magnesium content of these limes, such limes must not be used in areas where soluble salts predominate in the soil or the waters.

(d) *Addition of Materials to Kankar Prior to Its Burning* — It may be possible to rectify the deficiency of any one of the two main chemical constituents of *kankar*, viz. CaO and SiO<sub>2</sub>, by an addition of the deficient constituents prior to burning. As is revealed by the results in Table 11, by making good the deficiency of lime in *kankar* deficient in that constituent, the strength of the resulting lime is considerably improved. The slight improvement in the case of *kankar* deficient in silica by the addition of sand may be explained by the fact that the latter does not react completely with the constituents in excess at the normal temperature attained during burning. The addition of silica in certain other form may prove more beneficial.

7.9 *Comparison of the Laboratory and Kiln-burnt Limes* — Table 12 gives a comparison of the tensile strengths developed by commercial kiln-burnt *kankar* limes and the laboratory-burnt *kankar* limes, the latter having been obtained from the same sample of *kankar* as was used in the manufacture of the former. It will be seen that the kiln-burnt specimens have comparatively less strengths than the corresponding laboratory-made samples.

It was of interest to study if the difference in the strength of the laboratory and kiln-burnt limes could be attributed to the comparatively lower temperature attained in the kiln. Two kiln-burnt samples were subjected to further calcination in the electric muffle. Tensile strengths of briquettes made from the original and reburnt samples of *kankar* limes

TABLE 11

SITE TO WHICH THE <i>kankar</i> SAMPLE RELATES	CaO/ SiO <sub>2</sub>	DEFICIENT CONSTITUENT	PERCENTAGE OF MATERIAL ADDED	TENSILE STRENGTH LB. PER SQ. IN.	
				Without addition of deficient material	With addition of deficient material
Alwar	1.36	silica	18.05% white sand	62.0	66.7
Badkhel	1.57	silica	23.59% white sand	60.0	99.4
Deghot	0.63	lime	10.95% limestone	18.6	134.9

TABLE 12

SR. NO.	SITE TO WHICH THE SAMPLE RELATES	TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN.) OF BRIQUETTES CURED FOR 10 DAYS	
		Kiln-burnt <i>kankar</i> limes	Laboratory- burnt <i>kankar</i> limes
1.	Alwar	12.3	62.0
2.	Kherilala	nil	4.6
3.	Satlaka	16.5	120.6
4.	Paonta	nil	65.2
5.	R.D. 25,000 Left Delhi Branch	nil	97.0

TABLE 13

SITE TO WHICH THE SAMPLE RELATES	TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN.) OF BRIQUETTES CURED FOR 10 DAYS		TENSILE STRENGTH (LB. PER SQ. IN.) OF BRIQUETTES CURED FOR 28 DAYS	
	Original sample	Reburnt sample	Original sample	Reburnt sample
	1. Alwar	20.0	21.9	56.1
2. R.D. 25,000 Left Delhi Branch	nil	nil	nil	nil

were compared. As seen from the results in Table 13 there is little improvement as the result of reburning kiln-burnt samples. The poorer quality of the kiln-burnt lime can, therefore, only be attributed to the adulteration of the material either during burning or afterwards.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The author takes this opportunity of expressing his thanks to Rai Bahadur A. N. Khosla, I.S.E., Chairman, Central Waterways, Irrigation and Navigation Commission, Government of India, New Delhi, for his very valuable suggestions and keen interest in research on building materials.

The author also acknowledges gratefully the extremely valuable help afforded by Mr. N. D. Gulhati, I.S.E., Secretary, Central Board of Irrigation, Simla, in the preparation of the present paper.

Quotations made in the present paper from various reports and experiences of other scientific workers has been duly acknowledged in the text.

#### BIBLIOGRAPHY

1. BLAKER, C. E.: Report on Tensile Tests of various Mortars; Punjab Engineering Congress, Paper No. 114, 1927.
2. Central Board of Irrigation, India — Journal, October 1947.
3. CHOWDHURI, N.: Building materials for Indian students of Engineering; published by Indian Society of Engineers, 7 Clive St., Calcutta.
4. DUTTA, A. K.: Lime *surkhi* in place of Portland cement; Jour. Inst. of Engineers (India), 24, No. 3, pp. 52-57, 1944.
5. ECKEL, E. C.: Cement limes and plasters, pp. 172-99, 1928.
6. Government of Sind — Completion Report of the Lloyd Barrage and Canals construction Scheme — Sind, 1923-33, Vol. II.
7. Government of United Provinces — Revised Estimate of 1917 for permanent head-works for the Ganges Canal.
8. HARRISON, R. T.: Note (1927) on the Mettur Dam Project.
9. HOON, R. C. & DHAWAN, C. N.: The occurrence and significance of trace elements in relation to soil deterioration; Ind. Jour. Agri. Sci., XIV, Part VI, pp. 601-8, 1943.

10. HOON, R. C.: Distribution of *Kankar* in the Soil Crust at Mehranwala; Annual Report of the Soil Survey and Cement Testing Laboratories, Irrigation Research Institute, Punjab, for the year 1944 (Typescript), 1945.
11. HOON, R. C. & RAGHBIR SINGH: Laboratory studies on *Kankar* and *Kankar* limes; Ann. Rep. (Tech.), 1945, Central Board of Irrigation, India, pp. 164-67.
12. HOON, R. C.: Laboratory studies on *Kankar* and *Kankar* limes; Ann. Report of the Soil Survey and Cement Testing Laboratories for the year 1946 (unpublished typescript), 1947.
13. JEFFERIS, C. E.: Concrete Lining of the Gang (Bikaner) canal; Proceedings of the Punjab Engineering Congress, Vol. XIV, pp. 61-76, 1926.
14. LERCH, W. & BOGUE, R. H.: Ind. Eng. Chem.; Anal. Edition, 2 (3), 296, 1930.
15. MITRA, N. N.: Materials of construction as used in India; published by Messrs Thacker Spink & Co. Ltd., Calcutta (India), 1924.
16. PIPER, C. S.: Soil analysis and plant growth — University of Adelaide, p. 132, 1944.
17. POOLEY, C. B.: Notes on Lime and the preparation of lime mortar; Proc. Bombay Eng. Congress, Vol. II, Paper No. VIII, pp. 17-27, 1916.
18. PURI, A. N. & HOON, R. C.: Physical characteristics of soils: III. Heat of wetting.; Soil Sci., 47, pp. 415-23, 1939.
19. RAGHBIR SINGH; BAHRI, J. C. & HOON, R. C.: Laboratory studies on *Kankar* and *Kankar* limes, II; Ann. Rep. (Tech.), 1946; Cent. Board of Irrigation (India).
20. RAGHBIR SINGH & BAHRI, J. C.: Laboratory studies on *Kankar* and *Kankar* limes, III; Central Board of Irrigation, Journal, January 1948.
21. SAMPATHIENGAR, M. C.: A short note on *surkhi* mortar (also summarized in the Ann. Report); Hydraulic Research Station, 1946; Director V. Ganesh Iyer, B.A., A.C.E., M.I.Mech.E. (Lond.), M.I.E (India).
22. SPALDING, F. P.: Hydraulic cement, pp. 8, 31, 38.
23. WILSON, R. E.: Jour. Indus. Engng. Chem., 13, 326, 1921.

### SUMMARY

(1) *Kankar* lime has been used in India, with considerable success, for all kinds of major engineering works. Its use on hydraulic structures is of special significance.

(2) There is need for standardization both in the methods of manufacture of *kankar* limes and the technique of their use.

(3) The results of the research work relating to *kankar* limes described in this paper indicate that:

(a) *Kankar* lime is a class of special cement and, therefore, requires standards for its characterization other than those adopted for hydraulic limes.

(b) The desirability, or otherwise, of washing *kankar* prior to burning should be determined in each case. A conspicuous improvement in the qualities of the resulting *kankar* lime occurs only in samples having an excessive quantity of loosely adhering soil.

(c) It is essential to determine the correct stage to which any sample of raw *kankar* ought to be burnt to ensure the best quality of the lime obtained from it.

(d) Proper slaking of *kankar* lime has a profound effect on its subsequent behaviour, as an increase in the moisture absorption by dry lime samples goes hand in hand with increasing hydraulicity.

(e) At places where *kankar* is absent, but limestone is available at or near the building site, limestone-soil mix in a predetermined proportion and burnt adequately can give a good alternative building material.

(f) The free lime content of *kankar* limes determines the subsequent behaviour of the lime mortar. The latter can be very effectively improved by judicious admixture with puzzolanic material which, by chemically combining with free lime, results in an improvement of the final strengths attained. If, on the other hand, the free lime is left unreacted, it becomes a source of weakness.

(g) The incorporation of certain substances, either with *kankar* prior to burning or to the *kankar* limes tend to improve the behaviour of lime mortars and may, therefore, be used with advantage. MgO content in a *kankar* lime plays an important role.

(h) It may be useful for practical purposes to classify *kankar* limes on the basis of their lime and MgO content. Further research is necessary before this can be done.

(i) The contamination of *kankar* limes during calcination with kiln ashes, etc., or subsequently with other extraneous inert impurities must be avoided to obtain best results from them.

## R É S U M É

I — Le *kankar* a été employé avec plein succès aux Indes pour toutes sortes de travaux. Son emploi dans les travaux hydrauliques est particulièrement significatif.

II — Il est nécessaire de normaliser les méthodes de fabrication du *kankar* et la technique de son utilisation.

III — Les résultats des recherches faites sur le *kankar* et décrites dans le présent rapport sont les suivants :

(a) Le *kankar* représente une catégorie de ciment spécial et par suite doit faire l'objet d'une normalisation de ses caractéristiques différente de celle applicable aux chaux hydrauliques.

(b) L'opportunité du lavage du *kankar* avant sa cuisson doit être déterminée dans chaque cas. Ce n'est que lorsque les échantillons contiennent une quantité excessive de terre mélangée que l'on obtient une amélioration substantielle des qualités du *kankar*.

(c) Il est essentiel de déterminer le point de cuisson du *kankar* brut pour obtenir la meilleure qualité de chaux.

(d) L'extinction convenable du *kankar* a une influence considérable sur son comportement futur, car une augmentation d'humidité va de pair avec une augmentation de l'hydraulicité.

(e) Dans les endroits où le *kankar* n'existe pas, mais où l'on dispose de chaux, un mélange approprié de chaux et de terre peut fournir un liant satisfaisant.

(f) Le contenu de chaux libre dans les *kankars* détermine les qualités futures du mortier. Celui-ci peut être amélioré par une adjonction judicieuse

de pouzzolanes dont la combinaison chimique avec la chaux libre produira une augmentation de la résistance finale. Si, par contre, la chaux libre n'a pas été combinée, elle devient un élément de faiblesse.

(g) L'incorporation au *kankar* de certaines substances avant cuisson ou aux chaux de *kankar* peut être envisagée pour améliorer certaines caractéristiques. La teneur en magnésie du *kankar* joue un rôle important.

(h) Il peut être utile pratiquement de classer les chaux de *kankar* d'après leur contenu en chaux et en magnésie. Des recherches complémentaires seraient utiles à ce sujet.

(i) La contamination des *kankars* pendant la calcination par les cendres ou plus tard par d'autres impuretés doit être évitée, si l'on veut obtenir les meilleurs résultats.



# APPENDIX

## IMPORTANT DETAILS OF HIGH DAMS IN INDIA

THE LIST OF ALL DAMS HAVING A HEIGHT ABOVE  
FOUNDATION LEVEL OF 100 FT. OR MORE

### REFERENCES

\* Estimated.

†  $\frac{\text{Earth portion}}{\text{Masonry portion}}$ .

‡ Abandoned in 1916. Restarted in 1940.

§ This includes cost of all the components of headworks such as the dam, surplus works, etc.

¶ Excludes 90 ft. of core wall.



SL. No.	NAME OF DAM	LOCATION	PERIOD OF CONSTRUCTION	MAXIMUM HEIGHT ABOVE THE LOWEST POINT OF FOUNDATION (FT.)	HEIGHT OF THE TOP OF THE DAM ABOVE THE CREST OF THE SPILLWAY OR WEIR (FT.)	MAXIMUM WIDTH OF FOUNDATION (FT.)	WIDTH AT TOP
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Wilson Dam	Pravara River, Bombay	1910-26	270	10	234	21
2.	Thokerwadi Main Dam	Andhra River, Bombay	1916-22	195	5	148	15
3.	Lloyd Dam	Yelwandi River, Bombay	1913-28	194	4-5	124	19
4.	Periyar Dam	River Periyar, Madras	1887-97	176	6	144-5	12
5.	Mulshi Dam	Nila and Mula Rivers, Bombay	1921-29	166	13-5	108-5	18
6.	Vani Vilas Sagar Dam	River Vedavathi, Mysore State	1898-1907	163-34	12	150	12
7.	Chamarajasagar Dam	River Arkavali, Mysore State	1930-33	162	10	140	12
8.	Nizamsagar Dam	River Manjra, Hyderabad State	1923-31	157-5	11-5	118	15
9.	Kodyar Dam	River Kodyar, Travancore	1895-1906	149	8-5 to 9-75† ----- 7	56-75† ----- 105	8-10† ----- 14-56
10.	Krishnarajasagar Dam	River Cauvery, Mysore State	1911-32	146	Varying for different levels of spillway	111	14-5

LENGTH AT TOP (FT.)	TOTAL USEFUL CAPACITY OF THE DAM (ACRE FT.)	TYPE OF STRUCTURE	COST (RUPEES)	COST PER FT. RUN OF DAM (RUPEES)	COST PER ACRE FT. OF USEFUL CAPACITY (RUPEES)
9	10	11	12	13	14
1,663	2,31,473	Uncoursed rubble masonry in lime mortar, hearting of excellent trapstone	80,85,020	4,862	35
1,875	2,94,907	From foundation level R.L. 2,000 to R.L. 2,080 the dam consists of lime concrete between heavy upstream and downstream walls of rubble masonry with a vertical waterproof diaphragm of cement, sand and ironite 11 ft. from the upstream face 2,195, the dam is constructed of at base. From R.L. 2,080 to R.L. uncoursed rubble masonry with coursed rubble facing. Cement and ironite pointed on the upstream and lime pointed on the downstream faces	97,79,009	5,215	33
5,333	5,55,586	Stone and lime masonry	1,72,00,000	3,225	31
1,241	3,59,442	The front and rear face walls of dam are built of rubble masonry, the interior being filled in with concrete in <i>surkhi</i> mortar	24,18,297	1,949	7
3,600	3,69,977	Rubble masonry in limestone	2,49,64,450	6,935	67
1,330	6,88,500	Core made of rubble masonry in <i>surkhi</i> mortar with a facing of dressed trap stones in front and rear. Rear face being concreted and plastered over for the central portion fully and for the battered portion only at flanks, the vertical portion above being pointed with <i>surkhi</i> mortar	18,30,472*	1,376	3
1,400	69,722	Rubble masonry in <i>surkhi</i> mortar	Not available		
10,350	5,87,485	Uncoursed rubble stone masonry, hearting with course and block in course, face work in <i>surkhi</i> mortar	2,09,19,000	2,021	36
6,540† 1,396-25	80,531	Blasted rubble stone in lime- <i>surkhi</i> mortar on sides and top and blasted metal concrete in stone lime- <i>surkhi</i> mortar with plums embedded in the core of the dam	26,07,419	329	32
8,600	11,09,288	Stone in <i>surkhi</i> mortar	2,50,00,000*	2,907	23

SL. No.	NAME OF DAM	LOCATION	PERIOD OF CONSTRUCTION	MAXIMUM HEIGHT ABOVE THE LOWEST POINT OF FOUNDATION (FT.)	HEIGHT OF THE TOP OF THE DAM ABOVE THE CREST OF THE SPILLWAY OR WEIR (FT.)	MAXIMUM WIDTH OF FOUNDATION (FT.)	WIDTH AT TOP
1	2	3	4	5	6	7	8
11.	Radhanagari Dam	River Bhogavati, Kolhapur State	1910‡ work in progress	140	7	100-25	18-4
12.	Chankapur Dam	Girna River, Bombay	1881-1911	140	9	91	10
13.	Tansa Dam	Tansa River, Bombay	1st stage 1886-92 2nd stage 1912-15 3rd stage 1921-22	133	3	99-8	12-25
14.	Khadakwasla Dam	Mutha River, Bombay	1870-79	130	9	75	11-16
15.	Namal Dam	Golar and Trappi, Punjab	1911-13	128-6	5-6	70	8-5
16.	Shirwata Dam	Indrayni River, Bombay	1912-20	127	7	84	12
17.	Kaketo Dam	River Parbati, Gwalior State	1919-27	106-5	10-5	96-26	10
18.	Thambraparni Dam	Thambraparni River, Madras	1938-43	Over 200	23	168	18
19.	Mettur Dam	River Cauvery, Madras	1927-34	176	11	171	18
20.	Nara Nallah Dam	Nar and Hanna Rivers, Baluchistan	1908-13	165	7	125	8
21.	Mukurti Dam	Mukurti Stream, Madras	1935-37	112	15	—	9

LENGTH AT TOP ( FT. )	TOTAL USEFUL CAPACITY OF THE DAM ( ACRE FT. )	TYPE OF STRUCTURE	COST ( RUPEES )	COST PER FT. RUN OF DAM ( RUPEES )	COST PER ACRE FT. OF USEFUL CAPACITY ( RUPEES )
9	10	11	12	13	14
2,863	1,82,452	Coursed rubble masonry in <i>sukhi</i> -lime mortar	1,70,00,000*	5,958	93
1,506	33,605	Rubble masonry faced on the downstream with hard stone, facing being of uncoursed masonry in lime	13,45,349	893	40
9,300	1,31,065	Coursed rubble masonry in hydraulic lime mortar for the two faces and random rubble for hearting	1,57,30,000	1,691	120
4,827	83,643	Masonry walls with concrete hearting	3,90,000	808	47
321	48,195	Stone in lime with cement concrete hearting	3,68,572	1,148	8
7,600	1,50,713	Uncoursed rubble masonry in lime mortar with coursed rubble masonry face work both upstream and downstream	82,56,145	1,086	55
3,435	64,123	Rubble hearting in lime between faces of coursed rubble masonry in lime	35,10,773	1,022	55
1,174	1,00,980	Random rubble in cement mortar with coursed rubble facing	44,40,000	3,732	44
5,300	21,45,825	Impervious front face-rough stone masonry in red cement mortar 1 : 2. 75. Rear face up to R.L. 720.0 from foundation. Rubble stone masonry in red cement mortar 1 : 4 : 8 R.L. 720 to 798 rubble stone masonry in red cement mortar 1 : 5 and concrete in red cement mortar 1 : 5 : 10. Above R.L. 798 to top R.L. 801	2,54,21,951§	4,797	12
189	9,639	Coursed rubble masonry in cement mortar 1 : 3 up to 93 ft. height then 5 ft. width on front and back. With same mortar and the rest up to 103 ft. with 1 cement, 4 lime, 3 sand and above that with 1 cement, 3 lime and 4 sand. The lower portion of 93 ft. depth covered with one inch 1 : 3 cement plastic	3,85,945	2,042	40
510¶	32,130	Random rubble in cement mortar with coursed rubble facing	14,95,150	2,932	47



QUESTION N° II

LOSSIER  
FRANCE

TROISIÈME CONGRÈS  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

LES CIMENTS EXPANSIFS\*

HENRY LOSSIER

*Ingénieur-Conseil*

Après avoir, dès 1924, tenté d'utiliser les procédés mécaniques d'Emperger pour réaliser la double et triple étreinte du béton, j'envisageai, dès 1925, la nouvelle technique suivante :

*“ Provoquer le gonflement automatique du béton dans toutes les directions, puis utiliser son énergie expansive soit pour tendre des armatures métalliques, soit pour agir comme des vérins contre des maçonneries ou des terrains, soit de toute autre façon. ”*

Par des procédés qui lui sont propres, la firme française Poliet et Ghausson étudia et mit au point la fabrication des *ciments expansifs* actuels, avec ses collaborateurs Hendricks et Perré.

*Composition* — Ces ciments résultent du mélange de 3 éléments connus et stables par eux-mêmes :

- un ciment Portland artificiel normal, qui constitue la *base* ;
- un ciment sulfo-alumineux qui joue le rôle de facteur *expansif* ; et
- un *élément stabilisateur* dont l'entrée en action, *volontairement retardée*, freine puis arrête l'expansion en absorbant le principal réactif, c'est-à-dire le sulfate de chaux. Ce stabilisateur est en général constitué par du laitier de hauts fourneaux.

*Propriétés* — La caractéristique principale de ces liants est leur propriété d'acquies un gonflement stable en milieu constant, gonflement qui est pratiquement réglable en intensité et en durée.

L'intensité de l'expansion peut atteindre, en pâte pure, jusqu'à 50 mm. par mètre, soit le vingtième de la longueur initiale.

Sa durée peut être réglée entre un minimum de vingt-quatre heures et un maximum de trente jours environ.

Pratiquement, pour simplifier la fabrication, on réalise deux qualités principales qui sont les suivantes :

---

\* Expansive cements.

(a) ciment faiblement expansif dénommé " sans retrait ", c'est-à-dire dont l'expansion initiale de 3 à 4 mm. par mètre en pâte pure est sensiblement égale au retrait dans le temps, qu'elle compense.

(b) ciment expansif proprement dit, dont l'expansion en pâte pure est en général de l'ordre de 10 à 25 mm. par mètre.

La durée de l'expansion, c'est-à-dire le temps pendant lequel elle croît progressivement en milieu humide avant de se stabiliser en milieu constant, est réglée en général entre dix et quinze jours pour des éprouvettes en pâte pure conservées dans l'eau.

Une plus grande rapidité de gonflement aurait l'inconvénient de mettre en action l'énergie expansive avant que le ciment possède une résistance suffisante.

Un gonflement trop lent constituerait par ailleurs une sujétion d'exécution car, pendant sa durée, les masses de béton doivent être maintenues dans un état d'humidité suffisant pour provoquer les réactions expansives.

Le ciment expansif conservé à sec après son humidification subit un retrait de durcissement de processus et d'intensité comparables à ceux du Portland artificiel.

Sa résistance à la compression subit une certaine dépression initiale au cours de l'expansion, puis surclasse ensuite celle de son ciment de base.

Pour les *bêtons*, l'expansion augmente avec le dosage. S'ils subissent son action *sous contrainte*, il se produit une réduction d'intensité du phénomène consécutive à des déformations plastiques.

A dosage égal, *l'imperméabilité* des expansifs est supérieure à celle du Portland de base.

*Le réglage de l'expansion* s'opère pratiquement en arrêtant l'humidification après prise qui donne naissance à ce phénomène. La croissance expansive s'atténue alors, puis s'arrête en quelques jours, suivant un processus que l'on détermine par des essais préliminaires.

Dans les éléments épais, on assure la pénétration de l'eau d'humidification dans la masse par des trous ménagés à cet effet.

Ces ciments ne sont pas encore classés comme résistant à l'action des eaux de mer ou sulfatées.

Les ciments expansifs sont plus sensibles à l'événement que les ciments ordinaires.

Leur *conservation* en sacs et entrepôt doit en tenir compte.

Etant surdosés en  $SO_3$ , ils ne doivent pas être utilisés avec des agrégats contenant des sulfates.

### PRINCIPALES APPLICATIONS RÉALISÉES

Les principales applications des ciments expansifs qui ont été réalisées en France, sont les suivantes :

(a) *réparation d'ouvrages sinistrés et clavage de voûtes* en béton pour la Société Nationale des Chemins de Fer français et la Ville de Paris (viaducs de Poix, d'Épinay-sur-Seine, ponts de Moscou et de Laroche, viaduc d'Auteuil, etc. . . .).

(b) *reprises de fondations en sous-oeuvre* (Palais Rihour à Lille, Ministère des Colonies à Paris, passerelle de St-Cloud, etc.).

Divers essais sont en cours concernant notamment les conduites forcées, les puits et pieux de fondation expansifs, les revêtements de routes et de pistes d'avions, etc.

#### APPLICATIONS ÉVENTUELLES AUX BARRAGES

— dans les *barrages-voûtes*, compensation totale ou partielle de l'action du retrait et des déformations élastiques et plastiques de mise en charge par des voussoirs expansifs de forme appropriée, convenablement répartis et mis en action suivant un programme déterminé.

— dans les *barrages-poids*, réalisation de joints expansifs compensateurs du retrait, calage des parties enterrées contre le rocher, etc.

— pour les *conduites forcées* et *massifs d'ouvrage*, mise en précontrainte, calages, etc. . . .

#### CALCUL DES CONTRAINTES EXPANSIVES

Le rapport des contraintes et des déformations en cours d'expansion n'étant pas une constante il convient, pour chaque qualité de béton expansif, de déterminer expérimentalement, par exemple avec l'appareil Faury, sa *courbe expansive dynamique*, grâce à laquelle tout problème est pratiquement ramené au calcul d'éléments hyperstatiques élastiques.

#### PRINCIPALES PUBLICATIONS

En français:

— "Génie Civil" des 15 avril et 1<sup>er</sup> mai 1944.

— "Génie Civil" des 15 octobre et 1<sup>er</sup> novembre 1945.

— "Travaux", "Le clavage des voûtes" 1947.

— "Bulletin technique de la Suisse Romande", numéros 16 et 17. — Année 1947 — Lausanne (Suisse).

En anglais:

— "Cements with Controlled Expansions", Société des Ingénieurs Civils de France, Section Britannique, 82 Victoria Street — London, S.W. 1.

En allemand:

— "Schweizerische Bauzeitung", Nos 21 et 22 de 1947 (Zürich, Suisse), "Die Schwellzemente".

#### R É S U M É

L'auteur a envisagé, dès 1925, la technique suivante: "Provoquer le gonflement automatique du béton dans toutes les directions, puis utiliser son énergie pour tendre des armatures métalliques, pour agir comme des vérins contre des maçonneries ou des terrains, ou de toute autre façon."

Une firme française fabrique aujourd'hui des ciments expansifs composés de trois éléments stables: un Portland artificiel (base) un ciment sulfo-alumineux (facteur expansif) et généralement un laitier (stabilisateur de l'expansion par absorption du sulfate de chaux).

Deux sortes de produits:



— ciment " faiblement expansif " dit " sans retrait " ayant une expansion initiale de 3 à 4 millimètres par mètre en pâte pure, sensiblement égale au retrait.

— ciment " expansif " ayant une expansion initiale de 10 à 25 millimètres par mètre en pâte pure.

Caractéristiques de ces ciments: gonflement stable réglable en intensité et durée, expansion pouvant atteindre  $\frac{L}{20}$  en pâte pure, durée d'expansion réglable entre 24 heures et 30 jours, généralement réglée entre 10 et 15 jours pour des éprouvettes en pâte pure conservées dans l'eau, pour permettre au ciment d'atteindre une résistance suffisante sans trop gêner l'exécution.

Conservé à sec après humidification, le ciment expansif a un retrait comparable à celui du Portland.

Sa résistance à la compression diminue d'abord, puis dépasse celle du ciment de base.

L'expansion des bétons augmente avec le dosage: sous contrainte elle est moindre.

A dosage égal l'imperméabilité des ciments expansifs est supérieure à celle du Portland.

On règle l'expansion en arrêtant l'humidification: la croissance s'atténue, puis s'arrête en quelques jours.

Dans les éléments épais, il faut laisser des trous dans la masse pour la pénétration de l'eau.

Les ciments expansifs ne sont pas admis en France, pour le moment, pour les travaux à la mer.

Sensibles à l'événement. Ne peuvent être utilisés avec les agrégats contenant des sulfates.

Pour chaque béton il est nécessaire de déterminer expérimentalement sa courbe expansive dynamique, le rapport des contraintes et déformations en cours d'expansion n'étant pas constant.

De nombreuses applications ont déjà été réalisées en France: réparations d'ouvrages sinistrés, clavages de voûtes, reprises en sous-oeuvre, conduites forcées, puits et pieux de fondation, revêtements de routes et de pistes d'avions.

Applications éventuelles aux barrages:

— barrages-voûtes: compensation du retrait et des déformations par des vousoirs expansifs de forme appropriée,

— barrages-poids: compensation du retrait, calage contre le rocher.

— calage de conduites forcées et massifs d'ancrages divers.

## S U M M A R Y

Since 1925, the author has considered the following methods: " Create an automatic expansion of concrete in all directions, then use its energy to stretch the reinforcing steels to act as screws-jacks against either masonry structures or soils, or in any other way."

A French firm manufactures now expansive cement made up of three stable elements: an artificial Portland (base), a sulpho-aluminous cement

( factor of expansion ) and usually a slag ( acting as a stabilizer of expansion through absorption of hydrated calcium sulphate ).

Two sorts of products:

1. " Slightly expansive " cement of pure paste, called " unshrinkable " having 3-4 mm. per meter of initial expansion, which is noticeably equal to shrinkage.

2. " Expansive " cement, of pure paste, with an initial expansion of 10-25 mm. per meter.

Characteristic of these cements: stabilized expansion which can be regulated both in intensity and duration, the expansion may reach  $\frac{L}{20}$  with pure paste; the duration of expansion may be regulated between 24 hours and 30 days, usually regulated between 10 and 15 days for pure paste, samples immersed in water to let the cement reach a sufficient strength without having too great an effect on the execution.

When stored in dry atmosphere, after humidifying, expansive cement has a shrinkage comparable to Portland cement. Its compressive strength decreases first, then exceeds that of the base cement.

Expansion of concrete increases with the cement content: it decreases when stresses are applied.

With equal cement content, the watertightness of expansive cement is higher than that of Portland cement.

Expansion is regulated by stopping the humidification: swelling decreases, then ceases after a few days.

In thick elements holes must be left open in the mass to allow the penetration of water.

Use of expansive cements is not yet allowed in France for work in sea-water.

They are susceptible of alteration through contact with air. Not to be used with aggregates containing sulphates.

It is necessary to determine experimentally the dynamical expansive curve for each concrete mixture as the ratio of stresses and strains is not always constant while expansion takes place.

Many applications have already been made in France: repairs of destroyed structures, casting of crown section of arches, foundation works, penstocks, foundation wells and piles, linings for roads and airfield runways.

Possible applications to dams:

Arch-dams: shrinkage and deformation compensation by expansive voussoirs of appropriate shape.

Gravity dams: shrinkage compensation, sealing on rock.

Sealing of penstocks and any type of anchorages.



QUESTION N° II

C. DE LANGAVANT  
FRANCE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

EMPLOI DES CIMENTS SPÉCIAUX POUR BARRAGES  
EN FRANCE\*

CLERET DE LANGAVANT

*Ingénieur, E.C.P.*

Les études que nous avons poursuivies en France avant la guerre, relativement aux ciments spéciaux pour barrages nous avaient conduit à conclure que les ciments de laitier présentaient à un très haut degré, certaines qualités particulièrement importantes pour de tels ciments: indécomposabilité en présence des eaux nocives de toute nature, faible chaleur d'hydratation, et enfin, imperméabilité très remarquable, à condition d'utiliser des ciments moulus très fin, ce qui est rendu possible par la faible chaleur d'hydratation des ciments de laitier.

Le seul inconvénient que les ciments de laitier paraissent présenter est leur ouvrabilité spécifique assez faible. On peut remédier à cet inconvénient par une mise en oeuvre soignée, avec utilisation d'un outillage approprié (généralisation de l'emploi de la vibration). L'augmentation de la finesse de mouture permet, d'autre part, de remédier à une ouvrabilité insuffisante.

L'emploi du ciment de laitier à fine mouture avait donc été prévu pour la construction de plusieurs ouvrages très importants: l'Aigle, Saint-Etienne-Cantalès, Génissiat.

La guerre, cependant, n'a pas permis la réalisation de ces projets. Une ligne de démarcation a isolé, à partir de l'Armistice, les régions de l'Est productrices de laitier; les transports à grande distance étaient devenus très difficiles. La construction des grands ouvrages projetés ne pouvant être différée, il a fallu se contenter de l'utilisation des ciments locaux.

Ces circonstances nous ont permis de faire des constatations très intéressantes sur les propriétés d'un ciment artificiel, se rapprochant beaucoup par sa composition des ciments américains spéciaux pour barrages (low-heat cement), fabriqué en Ardèche par un procédé spécial dit "à double cuisson", procédé qu'il peut être intéressant de mentionner à titre documentaire.

---

\* Use of special cements as construction material for dams in France.

Le ciment à double cuisson résulte de la cuisson d'un calcaire naturel, à forte teneur en silice, et dont la teneur en alumine et sesquioxyde de fer est extrêmement faible. Ce minerai présente, d'autre part, une homogénéité très remarquable. La silice, qui se présente sous forme de grains quartzeux très fins, y est intimement mélangée au carbonate. Cependant la pauvreté du minerai en fondants : alumine et ferrite, rend difficile l'obtention d'un ciment artificiel par les procédés habituels de cuisson directe.

Le calcaire est donc cuit dans un four à chaux. On obtient ainsi une chaux éminemment hydraulique très siliceuse, qui, par suite de sa teneur très faible en alumine, résiste d'une façon remarquable aux attaques de l'eau de mer. Cette chaux est utilisée depuis près d'un siècle, sous le nom de "Chaux Maritime", par l'Administration des Ponts et Chaussées, et a été employée pour des travaux importants dans les ports de la Méditerranée.

Malgré sa grande hydraulicité, la chaux maritime se pulvérise à peu près intégralement, lors de l'extinction, en raison de la parfaite répartition des éléments siliceux. Pour la fabrication du ciment à double cuisson la chaux obtenue est broyée de nouveau de façon à parfaire la pulvérisation, à réincorporer les grappiers, et à assurer une homogénéité parfaite de la poudre.

La chaux rebroyée est ensuite utilisée, sans aucune addition correctrice, pour la fabrication du ciment artificiel au four rotatif. Il se produit un léger abaissement de la teneur en chaux en raison de l'incorporation et de la combinaison totale des cendres du combustible.

Le ciment a, finalement, la composition chimique ci-contre:

<i>Composition élémentaire</i>		<i>Composition potentielle</i>	
SiO <sub>2</sub>	24,4	C <sub>3</sub> S	36
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,3	C <sub>2</sub> S	43
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,9	C <sub>3</sub> A	4,5
CaO	64,9	C <sub>4</sub> AF	2,5
SO <sub>3</sub>	1,5		
CaO	litre 2,8		
	non dosés 3,2		

C'est donc un ciment à forte teneur en silicate bicalcique, particulièrement remarquable par sa très faible teneur en aluminat tricalcique.

En raison de la faible teneur en alumine de ce ciment, sa prise est très lente, et le durcissement serait relativement lent s'il était moulu à la finesse habituelle. Pour remédier à cette lenteur des réactions, qui, pour les applications courantes, présente un inconvénient et serait de nature à déprécier le ciment, le fabricant a été conduit à augmenter la finesse de la mouture. Le refus au tamis de 4.900 mailles au centimètre carré est de 1,5. La surface spécifique, mesurée au turbidimètre de Wagner, est de 1.900 cm<sup>2</sup>. Enfin le flouromètre permet de constater que la proportion de grains de dimensions inférieures à 30 μ est de 63%.

La grande finesse du ciment à double cuisson a pour conséquence une plasticité remarquable. Les bétons sont très gras et faciles à mettre en oeuvre.

Les résistances mécaniques sont élevées, et tout à fait comparables à celles des meilleurs ciments artificiels.

On peut donner de la progression des résistances le tableau suivant:

Mortier 1/3 plastique au sable de Leucate suivant les normes de l'Afnor.

	2 jours	7	28	90	6 mois	1 an
Traction	16	26	34	41	43	44 kg./cm. <sup>2</sup>
Compression	150	270	390	450	500	520 kg./cm. <sup>2</sup>

Béton à C/E=1,5

300 kg. de ciment	200 litres d'eau	400 l. sable	800 l. gravier.
Compression	90	155	235
Chaleur d'hydratation.	280	290	300 kg./cm. <sup>2</sup>

Sur pâtes pures normales conservées à 37°C. on a trouvé par la méthode de chaleur de dissolution les chiffres suivants:

2 jours	7	28
53 calories	65	80

Ce ciment réunit donc les caractéristiques d'un excellent ciment spécial pour barrages.

Chaleur d'hydratation modérée;

Retrait (sans observation particulière);

Ouvrabilité excellente;

Imperméabilité très grande en raison de la finesse de mouture;

Indécomposabilité bonne en présence des eaux agressives: eau séléniteuse, eau de mer, eau pure . . . , en raison à la fois de la grande imperméabilité réalisable, et de la relativement faible teneur en chaux.

Le ciment à double cuisson, cependant, n'est produit que dans une seule usine qui, malgré son importance, n'est pas en mesure d'assurer les besoins de l'Équipement Hydraulique en sus des besoins de ses clients habituels. La capacité totale de production de cette usine atteint seulement, en effet, 200.000 tonnes annuelles ( en supposant que l'approvisionnement en charbon soit assuré ) et il est évidemment impossible de réserver la totalité de cette production pour la construction des barrages. Il a donc été nécessaire d'envisager, de nouveau, l'utilisation du ciment de laitier ainsi qu'il avait été prévu avant la guerre.

L'étude faite à cette occasion a fait apparaître de nouvelles difficultés, résultant des circonstances économiques actuelles. Difficultés de transports à grandes distances conduisant à l'immobilisation d'un nombre très grand de wagons spécialisés pour le transport du ciment en vrac. Difficultés de fabrication, car l'obtention d'une très grande finesse de mouture, jugée nécessaire pour profiter de tous les avantages techniques à retirer de l'emploi du ciment de laitier, aurait rendu nécessaire une importante augmentation de l'outillage de mouture des usines appelées à participer aux livraisons, et elle aurait nécessité, d'autre part, une dépense d'énergie atteignant presque le double de la dépense nécessaire pour fabriquer un ciment de finesse courante.

C'est dans ces conditions que notre attention a été attirée sur un procédé nouveau, consistant à broyer le laitier *en présence d'eau, à proximité du chantier*, et à reconstituer un ciment de haut fourneau, ou un ciment de laitier au Clinker par mélange, dans la bétonnière elle-même, de la boue de laitier obtenue avec la proportion voulue de ciment Portland.

Cette façon de procéder permet d'économiser les frais de séchage du laitier, toutefois il en résulte une complication évidente, car la fabrication du ciment doit être faite sur le chantier lui-même. Ce n'est donc pas la petite économie

réalisée sur les frais de séchage qui peut justifier, à elle seule, l'adoption du procédé.

Le procédé par broyage humide du laitier a été mis au point et breveté par un industriel belge, M Trief, lequel exploite depuis 13 ans par ce procédé, à Deux-Acren, près de Lessines une petite usine produisant une tonne à l'heure. Une visite effectuée dans cette usine en fin d'octobre 1946, nous a convaincu de l'intérêt du procédé, et nous a amené à prendre la décision d'en tenter l'emploi pour l'exécution d'un grand ouvrage dont les travaux d'implantation sont actuellement en cours.

Cette usine belge joue actuellement pour nous le rôle d'usine pilote et c'est dans cette usine qu'ont été exécutés les essais dont nous relatons cidessous les résultats. Notre premier soin, dès que l'installation de broyage actuellement en construction sera en état de marche, sera d'installer un laboratoire d'essais qui nous permettra, à la fois, de contrôler la production, et d'obtenir, sur les propriétés du ciment de laitier à broyage humide, des renseignements plus complets que ceux que nous donnons ici.

### *Facilité de broyage*

On sait que le broyage à sec du laitier par les procédés habituels est difficile, plus difficile que le broyage du clinker. Avec une dépense d'énergie de l'ordre de 50 kWh par tonne de laitier on réalise une finesse correspondant à une surface spécifique (mesurée au turbidimètre) de l'ordre de 1.600 cm.<sup>2</sup> par gramme. Pour obtenir les laitiers à très fine mouture, dont la surface spécifique est de l'ordre de 2.000 cm.<sup>2</sup> par gramme, il faut une consommation d'énergie atteignant un moins 75 ou 80 kWh par tonne.

Le broyage en présence d'eau augmente, dans une proportion qui pouvait être difficilement soupçonnée, la facilité de broyage. Dans l'installation existante une consommation de 47 kWh à la tonne traitée (comptée sur laitier sec) permet d'obtenir une boue de laitier dont la surface spécifique (mesurée au turbidimètre) a été trouvée égale à 3.750 centimètres carrés au gramme. La quantité d'eau nécessaire pour le broyage humide est faible, elle est de l'ordre de 33% d'eau par rapport au laitier sec. Cette quantité est plus faible que celle qui entre dans la confection du béton. Il reste donc nécessaire d'ajouter de l'eau au moment du passage à la bétonnière.

### *Altérabilité de la boue*

Les essais que nous avons effectués nous ont confirmé que cette boue ne s'altérerait pas. Aucune réaction décelable par un dégagement de chaleur (méthode Thermos) ne se produit avant que la boue de laitier n'ait été mélangée avec le ciment Portland destiné à catalyser la réaction. Une boue conservée pendant 15 jours avait conservé ses propriétés.

### *Mise en oeuvre*

Pour la mise en oeuvre on introduit simultanément à la bétonnière la boue de laitier, le ciment Portland d'appoint, les agrégats, et l'appoint d'eau nécessaire. L'expérience montre que la confection du béton ne présente aucune difficulté. Le béton obtenu a un aspect beaucoup plus gras que les bétons de ciment de laitier habituels, ce qui doit être attribué à la grande finesse du laitier, il ne présente aucune tendance à ségrégation (bleeding) il est remarquablement ouvrable (workable) et se met facilement en place, soit par damage, soit par vibration.

### *Composition du ciment*

On sait que le laitier de haut fourneau a une constitution chimique telle qu'il présente tous les éléments constitutifs d'un ciment durci. Il ne fait cependant pas prise (ou du moins ne fait prise qu'avec extrême lenteur) quand il est gâché avec de l'eau. Il faut, pour obtenir un durcissement correct le mélanger avec une certaine quantité de chaux ou de ciment (éventuellement avec une autre base telle que la soude). Le Portland ajouté comme appoint, paraît avoir pour rôle essentiel de former, par sa réaction, une petite quantité de chaux, nécessaire pour rendre le milieu basique, et permettre ainsi l'attaque du laitier, mais il est possible qu'il joue également le rôle accessoire de fournisseur de germes de cristallisation.

Les silicates et aluminates de chaux hydratés, engendrés par le durcissement du laitier et par le durcissement du Portland, étant identiques, il en résulte que la modification des proportions de ciment et de laitier (à la condition que celui-ci soit moulu à une finesse suffisante et que la proportion du Portland soit supérieure au minimum nécessaire pour déclencher la réaction) ne modifie pas de façon très sensible les résistances obtenues. Dans l'usine pilote les proportions adoptées sont 78% de laitier pour 22% de Portland, et ce dernier subit, avant son emploi, un rebroyage destiné à en augmenter l'action catalysatrice. Nous espérons, qu'après essais, il nous sera possible de réduire la proportion de Portland, et de la faire descendre aux environs de 10%, ce qui aura pour effet d'augmenter l'indécomposabilité du ciment et de diminuer le dégagement de chaleur d'hydratation.

Il ne suffit pas, cependant, pour obtenir un bon ciment métallurgique de mélanger un laitier et un Portland, il est indispensable d'ajouter, en outre, un autre catalyseur de réaction qui est habituellement un sulfate de chaux ajouté sous forme de gypse ou d'anhydrite. Le mécanisme de l'action de ce catalyseur auxiliaire est mal connu, mais son action sur les résistances paraît aussi importante que celle du Portland lui-même.

On a cependant constaté depuis longtemps déjà, que le sulfate de chaux n'était pas le seul produit susceptible de favoriser le déclenchement des réactions du mélange Portland-Laitier, et on sait, en particulier, qu'une addition de chlorure de calcium ou même de chlorure de sodium, en sus du sulfate, a pour effet d'accélérer les réactions; les additions de chlorures ont cependant l'inconvénient, lorsqu'il s'agit de ciments de laitier ordinaires fabriqués par broyage à sec, de rendre le ciment obtenu hygroscopique, et susceptible d'altération en magasin.

Ce dernier inconvénient n'existe plus dans le cas d'un ciment fabriqué par broyage humide et utilisé de suite. Or on a pu constater que, dans ce cas, le chlorure suffit comme catalyseur. Le chlorure qui donne le meilleur résultat est le chlorure de sodium. Il devient inutile d'utiliser le sulfate de chaux, ce qui constitue une grande simplification de fabrication.

Le chlorure de sodium est ajouté à la boue de laitier après broyage à la dose de 1,5% par rapport au laitier. La boue salée ne s'altère pas, la réaction ne se produit qu'après l'addition du Portland.

### *Tenue à l'air*

On sait que le ciment de laitier a la réputation justifiée d'avoir une mauvaise tenue à l'air. Il est en effet très sensible à la dessiccation. Le ciment de laitier retient mal l'eau incorporée au gâchage. C'est pourquoi il est nécessaire de maintenir humide la surface extérieure des ouvrages jusqu'à durcissement complet, et, malgré cette précaution, la surface est



généralement plus ou moins crayeuse sous une épaisseur de quelques dixièmes de millimètre. Dans l'usine belge, les moulages, tuyaux . . ., fabriqués par utilisation de laitier broyé humide, sont abandonnés à l'air et au soleil sans aucune précaution, aussitôt après fabrication; le durcissement ne s'en ressent pas et la surface reste dure. Ce résultat paraît devoir être attribué à l'extrême finesse de la poudre, grâce à laquelle l'eau de gâchage se trouve fortement absorbée à la surface des grains.

### *Résistances mécaniques*

Les résistances mécaniques que permet d'obtenir l'emploi des ciments de laitier à broyage humide sont très élevées et comparables à celles obtenues par l'emploi des meilleurs ciments Portland artificiels, utilisés pour la construction des grands ouvrages de béton armé.

Au cours des essais auxquels nous avons procédé à l'usine pilote, nous avons obtenu, sur des bétons fabriqués sans précautions spéciales, en utilisant la boue de laitier de la fabrication courante de l'usine, avec les dosages en ciment et une granulométrie d'agrégats comparables à ceux que nous nous proposons d'utiliser pour le prochain ouvrage projeté, des résistances atteignant 452 kg. à 7 jours et 464 kg. à 28 jours.

Il est possible que ce résultat puisse, en partie, être attribué à l'exceptionnelle bonne qualité des agrégats employés dans cette usine: porphyres de grande dureté à cassage cubique et lavés avant l'emploi. Des résistances aussi élevées n'étant pas nécessaires pour la construction d'un ouvrage massif nous pourrions être amenés à réduire les dosages projetés si les résultats obtenus à l'usine pilote sont confirmés par l'expérience.

### *Chaleur d'hydratation*

Les essais que nous avons effectués, par la méthode Thermos sur les ciments à broyage humide, nous ont permis de constater que la réaction initiale était plus vive, et le dégagement de chaleur plus rapide pour ce ciment que pour les ciments de laitier obtenus par le procédé de broyage à sec. Cependant le dégagement total de chaleur diffère peu de celui d'un ciment de laitier ordinaire.

Nous avons obtenu les chiffres suivants:

24 heures	48 h.	72 h.	7 jours
18 calories	30	36	54

Ces chiffres sont comparables à ceux qu'on obtient lors de l'hydratation des ciments de laitier ordinaire pour lesquels la chaleur d'hydratation totale est de l'ordre de 75 à 80 calories.

### *Retrait*

Les mesures de retrait sont actuellement en cours. La quantité d'eau nécessitée par le gâchage de ce ciment n'étant pas plus grande que pour les ciments habituels nous ne pensons pas qu'on puisse constater de différences importantes au point de vue du retrait hydraulique.

### *Imperméabilité*

D'après les expériences accomplies avant 1939 aux Services d'Etudes des Grands Barrages, la finesse du ciment constitue le principal facteur de

l'imperméabilité spécifique du ciment. On peut donc préjuger que le ciment préparé à base de laitier broyé humide présentera une imperméabilité spécifique très élevée.

### *Indécomposabilité*

L'emploi d'un dosage très élevé de laitier de haut fourneau donnera un ciment doté d'une indécomposabilité spécifique très grande. Les bétons obtenus étant d'autre part imperméables, jouiront, de ce fait, d'une indécomposabilité pratiquement absolue.

### *Ouvrabilité*

Ainsi que nous l'avons indiqué, l'ouvrabilité des ciments obtenus par broyage humide est remarquable.

### *Contrôle de la fabrication et garanties d'homogénéité*

Il est permis de se demander si les ciments de laitier fabriqués sur le chantier lui-même, utilisés aussitôt, avant qu'il soit possible de contrôler la régularité de la fabrication, présenteront les mêmes garanties de qualité que les ciments fabriqués dans des usines spécialisées, et dont il est possible de vérifier la qualité avant de les mettre en oeuvre.

Cette question présente un intérêt d'autant plus grand que le laitier est un sous-produit de fabrication, et qu'on est en droit de craindre l'utilisation d'une livraison accidentelle de laitier impropre à la fabrication.

Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de test simple universellement adopté permettant de caractériser rapidement et à coup sûr la qualité d'un laitier, mais il existe de nombreux procédés de vérification, dont l'emploi permettrait de déceler, en temps utile, la qualité insuffisante d'un laitier suspect.

Parmi ces moyens on peut citer: l'analyse chimique toujours effectuée par l'usine productrice à titre de contrôle de la qualité de la fonte, l'essai de recalcence dont l'exécution ne demande que 2 heures, et enfin l'essai de réaction thermique, après gâchage avec une solution de soude caustique, essai qui, effectué sur les boues de laitier produites par l'usine de broyage, donnera en même temps la chaleur d'hydratation du ciment obtenu. Il sera donc assez facile d'éviter l'emploi d'une livraison de laitier de qualité insuffisante.

La principale garantie consiste néanmoins à homogénéiser systématiquement le laitier. A cet effet le laitier expédié en vrac, sans précautions spéciales, dans des wagons découverts, non bâchés, par l'usine productrice, sera déchargé par ponts roulants et sera stocké à son arrivée sur un parc de grandes dimensions. La reprise au parc sera effectuée au moyen de scrapers. Cette manutention aura pour effet de mélanger systématiquement tous les laitiers provenant de livraisons successives, et d'empêcher l'utilisation isolée d'un laitier accidentellement défectueux.

La boue de laitier obtenue par le broyage humide sera déversée dans un bac d'attente, dont la capacité atteindra le volume de boue correspondant aux besoins journaliers. Elle sera soumise dans ce bac à une agitation constante par brassage pneumatique.

Le laboratoire aura, ainsi, toute facilité pour contrôler avant usage, la bonne qualité de la pâte: finesse, teneur en eau . . .

Étant donné la grande capacité des appareils de stockage prévus, la qualité de la pâte ne pourra varier que très lentement, elle restera constante non seulement d'une heure à l'autre, mais d'un jour ou d'une semaine à l'autre.

Ce procédé de fabrication qui, dans son principe, paraît exclure le contrôle du ciment avant l'emploi, se prête donc, au contraire, au contrôle permanent.

### *Economic du procédé*

Le procédé de broyage humide permet de réaliser des économies importantes.

Economie de frais de transport, de frais de sacherie et de manutention, le laitier voyage en wagons tombereaux, découverts et non bâchés. Il peut être déchargé par des appareils de manutention simples et à grand rendement (benne preneuses).

Economie de stockage. Aucun magasin ou hangar n'est nécessaire pour stocker le laitier. Il peut être stocké sur un parc découvert, à l'air libre, et il est facile de constituer un dépôt important correspondant aux besoins de plusieurs semaines du chantier de bétonnage.

Economie totale des frais de séchage du laitier avant broyage: ces frais correspondant, dans le cas de laitier broyé à sec à une dépense de 40 kg. environ de charbon par tonne de laitier et à des frais d'installation très importants (séchoirs).

Economie de frais de broyage. La réalisation d'une finesse aussi grande que celle que l'emploi du broyage humide permet d'obtenir est impossible par le procédé de broyage à sec. Pour obtenir les ciments de laitier à fine mouture (2.000 cm.<sup>2</sup>/gr. minim.) dont l'emploi était désiré, il aurait fallu réduire à peu près de moitié le débit habituel des broyeurs, et consommer environ 80 kWh par tonne de ciment. L'emploi du broyage humide permet, dans l'usine pilote, d'obtenir un ciment d'une finesse incomparablement plus grande, plus de 3.000 cm.<sup>2</sup>/gr. (mesurée au turbidimètre) avec une consommation d'énergie inférieure à 50 kWh.

Les frais d'installation de l'usine ne sont pas élevés, ils se bornent à l'achat et à l'installation des broyeurs. Ces appareils gardent leur valeur presque intégrale après l'achèvement du chantier, et peuvent être utilisés pour un chantier similaire. Seuls les frais de montage, démontage, transports, massifs de fondation . . . doivent être intégralement portés en compte pour leur valeur dans le prix du ciment. Il faut en déduire l'économie importante réalisable par la réduction du volume des silos qu'il serait nécessaire de construire pour emmagasiner le ciment broyé à sec.

L'Électricité de France a pris la décision de tenter l'application du procédé par broyage humide pour la construction d'un très important barrage en cours d'implantation à Bort-les-Orgues, en Corrèze. Cependant, étant donné la nouveauté du procédé et la hardiesse de l'extrapolation consistant à passer sans transition, d'une usine dont la capacité de production ne dépasse pas 1 tonne à l'heure, à une usine capable de fabriquer 30 tonnes à l'heure, il a été nécessaire d'adopter des dispositions telles qu'en cas de difficultés imprévues, se révélant au moment de l'exécution, le programme des travaux puisse se poursuivre par l'emploi de ciments ordinaires.

### R É S U M É

L'emploi du ciment de laitier avait été prévu en France avant la guerre pour la construction de plusieurs grands barrages. Les difficultés nées de la guerre ont obligé à modifier ce programme et d'excellents résultats ont été

obtenus par l'emploi d'un ciment artificiel à très faible teneur en alumine fabriqué par le procédé "à double cuisson". Les quantités disponibles de ce ciment sont cependant trop faibles pour qu'on puisse en généraliser l'emploi pour la construction de tous les barrages projetés.

L'attention des Services d'Études Français a été attirée sur l'utilisation d'un nouveau procédé de fabrication du ciment à proximité du chantier par broyade humide du laitier.

Ce procédé permet d'obtenir, avec la consommation d'énergie généralement employée pour la mouture d'un ciment de laitier normal, un ciment dont la finesse spécifique est à peu près double. Ce ciment conserve les qualités propres: indécomposabilité et faible chaleur d'hydratation d'un ciment de laitier normal. Il possède, en outre, du fait de sa très grande finesse, une ouvrabilité qui fait défaut au ciment de laitier ordinaire et il permet d'obtenir des bétons de grande imperméabilité et à haute résistance.

Ce procédé va être mis en application par l'Électricité de France pour la construction d'un grand barrage dans le Massif Central.

#### S U M M A R Y

Provisions had been made in France before the war to use slag cement as a construction material for several important dams. On account of difficulties brought on by the war, it has been necessary to modify this program and excellent results were obtained by using an artificial cement containing a very small quantity of aluminium and made according to the "double baking process". Available quantities of this cement are, however, too small to use it as a common construction material for all the dams planned.

The attention of the French Design Services has been drawn on the utilization of a new process of manufacturing the cement on the field by a wet grinding of the slag.

With this process, whilst consuming the same amount of power as for the grinding of a normal slag cement, it is possible to obtain a cement, the specific fineness of which is about double. This cement has the proper qualities of a normal slag cement, namely: durability and low hydration heat. Moreover, unlike ordinary slag cement, it presents a great workability owing to its high degree of fineness and gives the possibility of making highly strong and watertight concrete.

This process will be applied by "Électricité de France" for the construction of a large dam in the Massif Central Mountains.



QUESTION N° II

C. DE LANGAVANT  
FRANCE

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

LA MESURE DE LA CHALEUR D'HYDRATATION DES CIMENTS  
PAR LA MÉTHODE THERMOS\*

CLERET DE LANGAVANT

ÉTALONNAGE DES APPAREILS

La méthode d'étalonnage des appareils Thermos par observation du refroidissement spontané d'un appareil rempli d'eau chaude, utilisée jusqu'ici, est très simple, elle est en apparence inattaquable. Elle donne cependant des résultats assez décevants et qui seraient de nature à faire douter de la précision de la méthode, et de sa fidélité. Les mesures du coefficient de déperdition de chaleur varient en effet avec le remplissage de l'appareil, et parfois, d'une mesure à une autre, sans raison apparente.

Les causes de ces irrégularités ont été recherchées; elles sont dues, pour partie, à l'insuffisance de précision des appareils utilisés pour les mesures de la température, aussi bien de l'eau contenue dans l'appareil, que de l'atmosphère ambiante, et il ne semble pas qu'il y ait lieu, en raison des autres causes d'erreur et du caractère de simplicité que nous voulons conserver à la méthode, de prévoir l'emploi de thermomètre de très haute précision. Elles sont dues aussi aux irrégularités de la distribution de la température dans une masse d'eau au repos, surmontée d'une couche d'air dont la température est différente: Une agitation systématique de l'eau ne pourrait que fausser l'essai d'étalonnage en créant une situation différente de celle qui existe dans un essai de ciment. Elles sont dues, surtout, semble-t-il, au fait que la transmission de la chaleur à travers la paroi complexe d'un appareil Dewar ne peut pas être considérée comme un phénomène *instantané*, directement proportionnel, à chaque instant, à l'écart de température entre la paroi intérieure du vase et l'atmosphère ambiante. L'écoulement de la chaleur est un phénomène freiné, un phénomène avec frottement et avec inertie, il dépend, non seulement de la température du moment, mais des températures antérieures. Il y a un certain retard entre l'intensité du phénomène et le potentiel qui lui a donné naissance. Pour une même différence de température entre l'appareil et l'ambiance, les déperditions seront différentes si les températures sont croissantes ou décroissantes; elles seront différentes si la variation est rapide

\* Measurement of the heat of hydration of cements by means of the thermos method.

ou lente, et ceci explique les variations constatées du coefficient de déperdition apparent, suivant le remplissage plus ou moins complet de l'appareil, sans même tenir compte du fait qu'en cas de remplissage incomplet la température de l'air n'est pas la même que celle de l'eau.

Toute mesure de coefficient de déperdition effectuée en régime variable sera donc entachée d'une erreur systématique, très difficile à évaluer. La mesure doit être effectuée en régime permanent. Ce résultat peut être obtenu par l'emploi d'une éprouvette d'étalonnage chauffée électriquement. Il faudra disposer d'une source d'électricité d'un voltage parfaitement fixe (accumulateur de capacité suffisante entretenu le cas échéant au moyen d'un petit chargeur d'intensité voisine de celle utilisée par l'appareil). On mesurera les caractéristiques, potentiel et intensité du courant débité, et, quand l'équilibre de température sera établi, il suffira d'égaliser les pertes de chaleur horaires de l'appareil,  $\alpha \Theta$  avec la quantité de chaleur, 864 W, fournie pendant une heure par un courant d'énergie W.

En faisant varier l'énergie W on pourra, par cette méthode, étudier les variations de  $\alpha$  en fonction de  $\Theta$ . On constate expérimentalement que la loi de variation est très voisine de

$$\alpha \Theta = \alpha^{\circ} (1 + 0,10 \Theta)$$

L'emploi de cette formule de correction simplifie les calculs et la précision obtenue paraît suffisante.

Nous avons réalisé une éprouvette d'étalonnage, qui nous a donné de bons résultats, en enroulant un fil de cuivre isolé très fin autour d'une boîte métallique du modèle utilisé pour les essais de ciment, de façon à obtenir une résistance d'environ 20 ohms. Les extrémités de l'enroulement ont été réunies à deux petites bornes situées à la partie supérieure et la boîte métallique a été laissée ouverte. Nous pensons dans ces conditions que la répartition des températures, aussi bien le long des parois de l'éprouvette qu'à la partie supérieure voisine du bouchon, concorde assez bien avec celle qui se produit lors d'un essai. Toute autre forme d'éprouvette d'étalonnage pourrait être utilisée. On pourrait en particulier enfermer dans une boîte métallique du modèle utilisé pour la confection des éprouvettes un petit ventilateur fonctionnant sous 4 volts; cette boîte serait fermée d'un couvercle, percé d'un trou pour le passage du thermomètre, et le couvercle lui-même serait recouvert d'une très mince couche de ciment. L'énergie fournie au ventilateur se transformant intégralement en chaleur, la répartition des températures le long des parois et dans l'air surmontant l'éprouvette serait la même que dans un essai de ciment.

#### EXÉCUTION DE L'ESSAI PAR LA MÉTHODE THERMOS

Le coefficient de déperdition,  $\alpha$ , ayant été déterminé, on utilisera pour l'essai un poids p de ciment qui devra être un multiple commode du coefficient  $\alpha^1 p = K \alpha$ .

Le coefficient K sera un nombre entier choisi de façon à donner un remplissage à peu près complet de l'appareil et à faciliter les calculs (multiple de 3 de 4 ou de 5).

Deux appareils dont le coefficient de déperdition  $\alpha$  est différent, mais pour lesquels on a adopté le même coefficient de remplissage K donnent des courbes d'échauffement superposables.

1. On prendra pour valeur de  $\alpha$  dans cette formule la valeur  $\alpha = \alpha^{\circ} (1 + 0,10 \Theta)$  qui correspond au centre de gravité de la courbe d'échauffement (environ le tiers de la température maxima présumée).

Après avoir choisi le poids  $p$  de ciment, on déterminera les quantités de sable et d'eau qui permettront d'obtenir un mortier dont la masse thermique ou équivalent en eau  $m$  soit égale à  $p$ .

Il faudra commencer par déterminer ou calculer l'équivalent en eau  $E$  de la partie de l'outillage qui participe à l'échauffement. On pourra, avec une approximation suffisante admettre que l'équivalent en eau  $E$  a pour valeur la somme des quantités suivantes:

- 1/10 du poids de l'ampoule isolante Dewar,
- 1/15 du poids de l'obturateur à vide servant de bouchon,
- 5 grammes pour le tube à essai et le thermomètre.

Les poids de sable et d'eau à utiliser seront:

$$\begin{aligned} \text{sable} &= 2 p - 3,33 E \\ \text{eau} &= 0,45 p - 0,333 E \end{aligned}$$

sur cette quantité d'eau quelques centimètres cubes seront réservés pour être placés dans le tube à essai central.

Pour la mesure des températures, le plus simple est d'utiliser un thermomètre à mercure du modèle ordinaire convenablement gradué.

Si on veut employer un thermomètre enregistreur, il y a lieu de se méfier des thermomètres enregistreurs du type "à tension de vapeur", ce sont des appareils très simples d'un emploi très facile, mais ils ont une inertie considérable, et peuvent occasionner des pertes supplémentaires de calories difficiles à chiffrer. Il y aurait lieu d'utiliser des appareils électriques, du type à résistance, en évitant toutefois de les laisser en fonctionnement d'une façon permanente car le courant nécessaire au fonctionnement de ces appareils occasionnerait un apport de calories dont il faudrait tenir compte.

### *Témoin d'ambiance*

Dans le cas où on ne possède pas de salle à température constante, on utilisera un appareil "témoin d'ambiance". Cet appareil est constitué par un autre appareil Dewar contenant une éprouvette inerte.

On démontre facilement que, si les 2 appareils ont même coefficient de remplissage  $K$ , une modification de la température ambiante occasionnant une variation de la température centrale de l'appareil témoin occasionne une modification identique de la température de l'appareil d'essai. Il suffit donc de relever la différence de température des deux appareils sans se préoccuper des variations de la température de l'ambiance.

L'emploi de l'appareil témoin d'ambiance peut être pratique, même si on dispose d'une salle à température théoriquement constante (salle de conservation d'éprouvettes). Il est en effet plus facile de mesurer, avec une précision d'une fraction de degré, la température d'une éprouvette placée dans un vase Dewar que celle d'une atmosphère.

### *Relevé des températures*

Il suffit de relever la température à intervalles assez éloignés, 1 heure ou deux pendant la période de montée de la température, 2 fois, puis une fois par jour, par la suite.

Le maximum d'échauffement se produit habituellement 10 à 14 heures après le gâchage, il est donc avantageux de procéder au gâchage dans les premières heures de la matinée pour pouvoir observer le maximum au cours de la journée. Il peut se faire, cependant, que le maximum ne soit pas



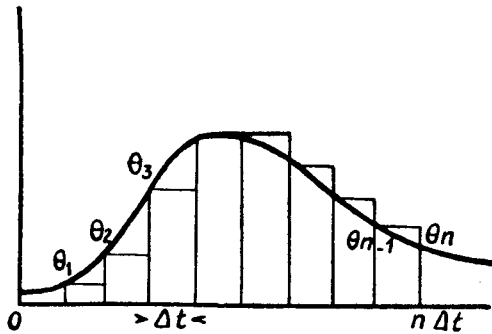
encore atteint le soir, au moment de la fermeture du laboratoire; il suffit, en ce cas, de remplacer le thermomètre utilisé par un thermomètre à mercure à maxima, l'expérience montre que, connaissant la courbe montante et la courbe descendante, ainsi que la tangente au sommet, il est facile de reconstituer la courbe d'échauffement complète sans ambiguïté.

*Dépouillement de l'essai*

La courbe d'échauffement ayant été reportée sur un papier quadrillé, il est facile par un calcul très simple de déterminer la chaleur dégagée à un instant quelconque.

Nous tracerons sur le graphique une série d'ordonnées écartées de  $\Delta t$ .

On prendra pour  $\Delta t$  un sous-multiple de K, par exemple  $\Delta t=3$  heures si  $K=15$ . Soient  $\theta_0, \theta_1, \theta_2, \theta_3, \dots, \theta_n$  les températures correspondantes relevées sur la courbe d'échauffement (on prendra pour  $\theta_0$  la valeur de la température après 20 minutes).



La quantité de chaleur dégagée au temps in  $\Delta t$  est égale à :

$$Q = \frac{m}{p} \theta_n + \frac{\Delta t}{K} (\theta_0 + \theta_1 + \theta_2 + \dots + \theta_{n-1})$$

ou si  $\frac{m}{p} = 1$

$$Q = \theta_n + \frac{\Delta t}{K} \sum_0^{n-1} \theta$$

Cette formule revient à remplacer pour le calcul des surfaces, la courbe d'échauffement par la ligne en escalier portée sur la figure. La surface de cette courbe en escalier est sensiblement égale à celle de la courbe d'échauffement après un décalage de  $\Delta t/2$  qui correspond au retard entre la température et le flux de chaleur correspondant. L'intégration de la courbe en escalier beaucoup plus facile que celle de la courbe d'échauffement donne donc un resultat plus exact que l'intégration de la courbe elle-même.

Nous avons dit que, pour la détermination de p ( poids de ciment à prendre pour l'essai ), il y avait lieu de prendre pour  $\alpha$  une valeur moyenne correspondant à une température  $\Theta$  égale au tiers de la température maxima d'échauffement ( centre de gravité de la courbe d'échauffement ). Si on désire une précision plus grande ( ce qui nous paraît absolument superflu ), on pourrait prendre pour  $\alpha$  la valeur  $\alpha_0$  et au lieu d'espacer uniformément les ordonnées du dépouillement de  $\Delta t$  on les espacerait de  $\frac{\Delta t}{1 + 0.10\Theta}$   $\Theta$  étant la valeur moyenne de la température dans l'intervalle  $\Delta t$  considéré.

### CONSTATATIONS FAITES SUR L'EMPLOI DE LA MÉTHODE

La méthode est d'emploi très simple, elle ne nécessite aucun outillage compliqué, c'est véritablement une méthode de chantier.

Elle est très fidèle. Plusieurs essais successifs effectués avec le même ciment dans le même appareil, ou dans des appareils bien étalonnés réciproquement, donnent des résultats identiques.

Il est facile, quand on possède un appareil correctement étalonné, d'étalonner par comparaison, les autres appareils du laboratoire. Deux appareils ayant le même coefficient de remplissage  $K$  donnent en effet des courbes d'échauffement identiques. Ayant donc déterminé approximativement par une méthode simple (observation du refroidissement spontané) la valeur du coefficient de déperdition  $\alpha'$  du nouvel appareil qu'on se propose de contre-étalonner, on fera un essai sur un ciment quelconque, simultanément avec cet appareil et avec un autre appareil de référence considéré comme parfaitement étalonné, on observera pour le maximum une valeur  $\Theta'$  légèrement différente du maximum  $\Theta$  de l'appareil de référence.

On adoptera pour valeur rectifiée du nouvel appareil :

$$\alpha_0 = \alpha'_0 \frac{\Theta}{\Theta'}$$

Il serait non moins facile, d'ailleurs, d'étalonner les appareils Dewar de façon à réaliser la concordance des résultats des déterminations de chaleur d'hydratation par la méthode Thermos et de ceux que donne la méthode par la chaleur de dissolution.

Il suffirait de placer dans l'appareil Dewar un petit tube à essai contenant quelques grammes de ciment gâché en pâte pure et prélevé sur le poids  $p$  de ciment prévu pour l'essai. Ce tube à essai sera noyé dans le mortier, son contenu sera soumis au cours de son hydratation, au même traitement thermique que le ciment de l'éprouvette.

Après quelques jours, et quand (pour la simplicité de l'essai) la température de l'éprouvette sera descendue au voisinage de la température ambiante, on procédera au dépouillement de l'essai par bouteille Thermos, on en déduira la chaleur d'hydratation du ciment  $q_1$ .

On déterminera la chaleur d'hydratation par la méthode de chaleur de dissolution sur le petit échantillon contenu dans le tube à essai, soit  $q_2$ .

Pour obtenir la concordance des essais par la méthode Thermos et par la méthode de dissolution, il suffira d'adopter pour la valeur du coefficient de déperdition une valeur rectifiée:  $\alpha \frac{q_2}{q_1}$ .

Cette façon d'opérer peut d'ailleurs constituer un moyen d'étalonnage des appareils Dewar encore plus simple que l'éprouvette électrique chauffante.

### LES UTILISATIONS DE LA MÉTHODE THERMOS

La méthode thermos présente l'intérêt de donner directement non seulement la chaleur totale d'hydratation après un temps donné, mais la courbe complète de l'évolution de la chaleur.

L'emploi des appareils adiabatiques devient donc inutile.

Nous pouvons remarquer d'ailleurs, qu'il est facile, par l'emploi des appareils témoin d'ambiance, de déterminer quelle sera l'évolution du

dégagement de chaleur quand le ciment se trouvera soumis à une loi de traitement thermique arbitrairement fixée à l'avance, soit à un réchauffement semi-adiabatique (cas des barrages), soit à un refroidissement naturel ou artificiel.

Le dégagement de chaleur est mesuré en effet par la surface comprise entre la courbe d'évolution des températures du ciment et la courbe de température du témoin d'ambiance. Il n'est nullement nécessaire que la température du témoin d'ambiance soit constante.

Il est possible d'agir sur la température de l'ambiance soit en la rechauffant, soit en l'abaissant, pour obtenir que la température de l'éprouvette suive plus ou moins rigoureusement une loi déterminée d'avance, et il suffit de mesurer les écarts entre l'éprouvette d'essai et l'éprouvette témoin, dont la température varie en fonction des variations de l'ambiance. Dans la pratique il sera généralement inutile d'obtenir une concordance parfaitement *rigoureuse* de la température de l'éprouvette d'essai avec la loi d'évolution choisie, et des appareils très simples, armoires thermostatiques réglées à la main, seront suffisants pour obtenir les résultats cherchés.

Soulignons enfin la très grande sensibilité de la méthode Thermos pour la mesure des très faibles dégagements de chaleur qui se produisent encore après plusieurs semaines ou plusieurs mois de durcissement. L'expérience montre qu'après plusieurs mois on trouve encore des écarts de température parfaitement mesurables entre une éprouvette de ciment et une éprouvette inerte; si cet écart est de  $\Theta$  la quantité de chaleur dégagée par 24 heures a pour valeur  $q = \frac{\Theta \times 24}{K}$ .

Enfin la méthode Thermos constitue une méthode de contrôle extrêmement simple et pratique pour la réception des ciments, et c'est à ce titre qu'elle est utilisée depuis plusieurs années sur les chantiers de barrage en particulier à Génissiat.

La réaction thermique donne un renseignement direct sur la réaction chimique. Toute modification de la composition d'un ciment, ou de son état de conservation, susceptible d'affecter, soit la rapidité de prise, soit la rapidité de durcissement du ciment se traduira par une modification de la courbe d'échauffement.

L'essai à la bouteille Thermos, dont l'exécution demande à peine 24 heures, permet donc, à la réception du ciment sur le chantier, de vérifier si le ciment reçu donne la même courbe d'échauffement que le ciment type dont l'emploi a été prévu. Si la courbe d'échauffement est la même, le ciment peut être présumé identique à l'échantillon, toute autre vérification devient inutile et n'a plus besoin d'être effectuée qu'à titre complémentaire. Au contraire si la courbe d'échauffement est différente, l'attention du service de contrôle se trouve attirée, et on peut, avant l'emploi du ciment, procéder aux essais et aux vérifications qui permettront de savoir s'il est ou non utilisable.

#### BIBLIOGRAPHIE

*Cléret de Langavant*: L'essai thermique des ciments — Revue des matériaux de construction — Mars 1946 à Février 1947.

### RÉSUMÉ

L'étalonnage des appareils Dewar utilisés pour les essais de la méthode Thermos doit se faire par une observation en régime permanent (éprouvette d'étalonnage à chauffage électrique). On peut procéder à un rajustement du coefficient de déperdition de façon à obtenir par la méthode Thermos, les mêmes chiffres de chaleur d'hydratation que par la méthode par dissolution.

La méthode est fidèle et d'un emploi très simple. Conjuguée avec l'emploi d'un appareil témoin d'ambiance, elle permet de connaître l'évolution de la chaleur d'hydratation quand le ciment est soumis à un régime d'échauffement arbitrairement choisi. Elle dispense donc de l'emploi des appareils adiabatiques.

L'essai peut servir au contrôle rapide des ciments lors de leur réception.

### SUMMARY

The calibration of the Dewar testing instruments, used for the thermos method, must be done by observations of steady conditions (calibration cylinder electrically heated). The coefficient of loss may be adjusted in order to obtain by the thermos method the same values of hydration heat as by the dissolution method.

The method is reliable and very simple to use. When used with an air temperature control meter, it gives the possibility to determine the evolution of hydration heat when the cement is submitted to heating conditions arbitrarily chosen. Therefore, the adiabatic instruments become unuseful.

The test can be used as a rapid control of cements on delivery.



QUESTION N° II

LHOPITALIER  
et MOMOT  
FRANCE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

DÉTERMINATION DE LA GRANULOMÉTRIE DES CIMENTS

P. LHOPITALIER ET CH. MOMOT

COMPARAISON ENTRE LE TURBIDIMÈTRE ET LE FLOUROMÈTRE  
REMARQUES SUR LE PERMÉABILIMÈTRE DE BLAINE\*

I — INTRODUCTION

La granulométrie des matières pulvérulentes a provoqué des études innombrables. Les appareils les plus divers ont été construits. Beaucoup n'ont connu qu'un succès éphémère et le nombre de ceux qui sont encore couramment utilisés est cependant très grand. La raison de cela n'est pas difficile à trouver. Essayons de la mettre en évidence.

Dans une recherche sur la granulométrie, il y a deux façons de présenter en définitive le résultat : donner une courbe granulométrique de la poudre considérée ou donner sa " surface spécifique ".

Donner une courbe granulométrique suppose que l'on affecte à chaque particule une dimension et on ne peut faire cela que d'une façon tout à fait arbitraire.

On connaît la diversité des conventions que l'on peut faire dans les mesures directes des particules sous le microscope. Il faut ajouter à tous ces modes de caractérisation des particules, le diamètre équivalent de Stokes. Cette grandeur est définie comme le diamètre de la petite sphère qui chuterait dans un fluide donné à la même vitesse que la particule considérée. En conclusion, la " dimension " des grains d'une poudre n'a aucune réalité physique absolue et ne peut être déterminée qu'après avoir adopté une convention précise.

La surface spécifique n'a pas plus de réalité et représente même une grandeur encore plus conventionnelle. Dans la plupart des calculs de surface spécifique où les parcelles de ciment sont assimilées à des petites sphères, le chiffre obtenu finalement n'a qu'une valeur relative. Rappelons d'autre

---

\* Comparison between the turbidimeter and the floourometer. Remarks about the Blaine permeability meter.

part que suivant la méthode employée on peut trouver pour la surface spécifique d'un même ciment des chiffres allant de 1.900 cm.<sup>2</sup>/gramme à 10.800 cm.<sup>2</sup>/gramme<sup>1</sup>.

Ceci explique que n'importe quel phénomène lié de près ou de loin à la dimension des grains d'une poudre ait été bon pour faire naître une nouvelle machine de mesures granulométriques.

En réalité, parmi tous ces appareils seuls sont à retenir ceux qui donnent des résultats permettant de prévoir les variations de résistance ou d'autres propriétés fondamentales. Il y a bien des chances que parmi ceux-ci se classent plutôt les appareils qui donnent une courbe granulométrique que ceux donnant simplement un chiffre pour représenter une surface spécifique. Ces derniers appareils en effet sont souvent ceux qui s'éloignent le plus de toute réalité physique.

Nous ne nous sommes pas proposé ici de lancer un nouvel appareil. Nous pensons que la granulométrie pourrait faire de grands progrès si tous ceux qui s'y intéressent au lieu de rechercher de nouvelles méthodes, se consacraient à faire le point de ce que les appareils déjà existants donnent comme résultats, et à savoir bien interpréter ces résultats.

Les appareils que nous étudions sont :

-- le microscope, le turbidimètre de Wagner, le flouromètre (type Pearson et Sligh).

Nous nous proposons de peser les indications données par les deux derniers de ces appareils en nous servant du premier : le microscope. Celui-ci oblige à choisir une dimension des particules arbitrairement, mais ses indications sont précieuses, parce qu'ensuite on sait exactement ce qu'il donne : une granulométrie en fonction du diamètre choisi. Il était particulièrement intéressant de faire cet examen étant donné que les indications du flouromètre et du turbidimètre qui concordent dans certains cas divergent sensiblement dans d'autres.

Nous donnerons ensuite les remarques que nous avons faites sur le fonctionnement du turbidimètre et du flouromètre.

Nous examinerons enfin les qualités d'un appareil déjà utilisé en Amérique et en Angleterre : le perméabilimètre de Blaine, que nous avons à l'étude depuis quelque temps.

## II — NATURE DES DIVERGENCES ENTRE FLOUROMÈTRE ET TURBIDIMÈTRE

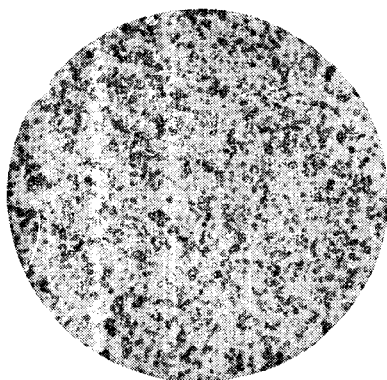
Appelons F la flourométrie  $30 \mu^2$  d'un ciment et T le pourcentage de grains plus petits que  $30 \mu$  indiqué par le turbidimètre.

Pour les ciments industriels et les ciments broyés au Laboratoire avec des charges de boulets, à des flourométries ne dépassant pas 50, T — F varie entre +3 et —3. On peut considérer qu'il y a bon accord entre les deux appareils.

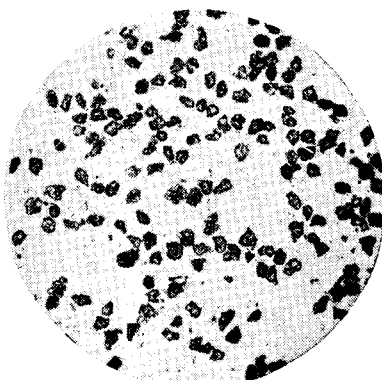
Pour les super industriels et pour les broyages de Laboratoire avec boulets, à des flourométries de l'ordre de 60, T — F devient systématiquement positif. Pour un super de flourométrie égale à 59 on a trouvé T — F = 7.7.

1. 1.900 d'après le turbidimètre de Wagner, 10.800 d'après les mesures par adsorption de gaz de Emmett et Thomas de Witt [J.O. the American Concrete Institute (Avril 1941)].

2. Nous appelons flourométrie  $30 \mu$ , le pourcentage (en poids) donné par le flouromètre pour les particules de dimension inférieure à  $30 \mu$ .

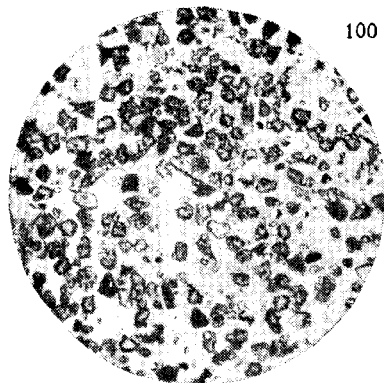
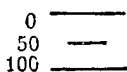


Particules recueillies  
au sommet du Fluorimètre  
entre 0 et 5 minutes  
( $\lambda$  — 20  $\mu$ )

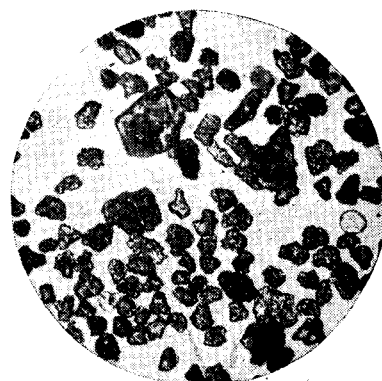


Particules recueillies  
au sommet du Fluorimètre  
entre 20 et 25 minutes  
(30  $\mu$ )

## ÉCHELLE



Particules recueillies  
au sommet du Fluorimètre  
entre 2 et 3 heures  
(35 — 40  $\mu$ )



Résidu après 3 heures  
( $>$  40  $\mu$ )

Pour les ciments broyés au Laboratoire avec cylpebs T—F est toujours positif, de l'ordre de +6 pour une fluorométrie de 45 et croît rapidement jusqu'à +18 pour les fluorométries plus fortes.

Il apparaît tout d'abord que la différence T — F est très liée à l'allure de la courbe granulométrique du ciment telle qu'on l'obtient avec le turbidimètre. On voit ci-contre trois courbes granulométriques (FIG. 1):

1° celle d'un ciment industriel Fy I. La pente de la courbe est celle qui est commune à tous les ciments industriels. T—F = -1, F = 50.



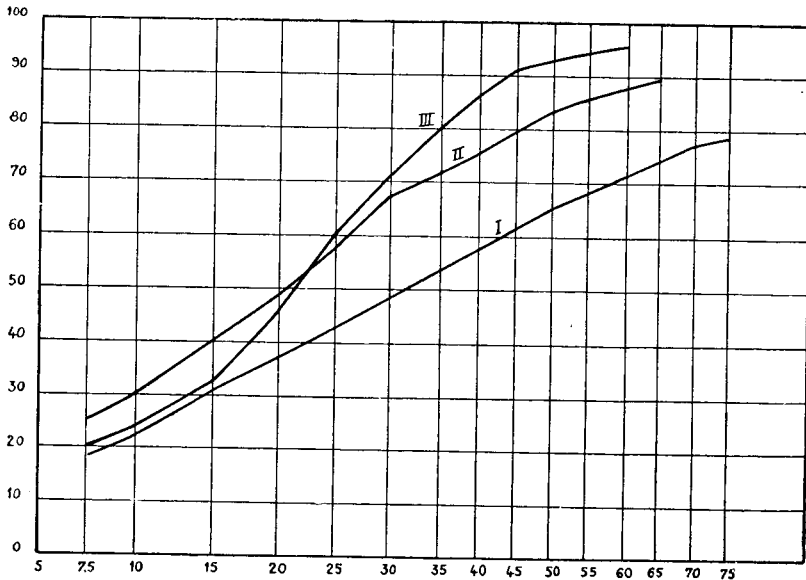


Fig. 1

- I . FY 1 ( $f = 50$ )  
 II . Super (—) ( $f = 59$ )  
 III . Broyage de Laboratoire avec cypébs ( $f = 54$ )

2° celle d'un super. La pente de la courbe est plus forte entre  $7.5 \mu$  et  $30 \mu$ .  $T - F$  est également plus fort et vaut  $+ 7.7$ .

3° celle d'un ciment broyé au Laboratoire avec cypébs. La pente de la courbe est encore plus forte au voisinage de  $30 \mu$  et  $T - F = + 18$  ( $F = 54$ ).

Un ciment très siliceux (de Double Cuisson) malgré sa fluourométrie (de l'ordre de 60) donne un  $T - F$  compris entre  $- 1$  et  $+ 1$  et ceci coïncide avec le fait que sa courbe granulométrique au turbidimètre a une faible pente.

Nous résumerons donc le problème ainsi:

Le turbidimètre et le fluouromètre sont en bon accord pour fixer le pourcentage de particules inférieures à  $30 \mu$  pour les ciments Portland ordinaires et pour les ciments dont la courbe granulométrique a une pente voisine de celle des précédents. Au contraire pour les ciments dont la courbe granulométrique a une pente plus forte un désaccord apparaît.

Comme on a constaté d'autre part que deux ciments fabriqués avec le même clinker et ayant la même fluourométrie ont des résistances variables suivant la pente de leur courbe granulométrique, il était intéressant de fouiller un peu la question des divergences entre fluouromètre et turbidimètre à leur sujet.

### III — MÉTHODE CHOISIE POUR TRANCHER LE DIFFÉREND ENTRE TURBIDIMÈTRE ET FLOUOMÈTRE

Nous avons pris pour arbitre le microscope. Nous avons choisi pour dimension d'une particule le diamètre statistique de Féret, distance entre deux parallèles de direction fixe, tangentes au contour apparent de la particule. Ces parallèles étaient matérialisées par les divisions du micromètre objectif.

L'analyse a été faite en fractionnant le ciment au flouromètre. On a examiné d'une part le résidu, d'autre part des échantillons recueillis sur lamelles porte-objet en cours de flourométrie, 3, 5, 10, 15, 20 et 25 minutes après le début de la flourométrie.

On a pesé le résidu à chacune de ces époques (ce qui n'a pas modifié le résultat final de la flourométrie). Connaissant le poids des fractions éliminées entre 0 et 3 minutes, 3 et 5 minutes . . . etc., connaissant d'autre part la composition granulométrique de ce qui est éliminé à chacune des époques indiquées, on peut reconstituer la granulométrie des poussières évacuées du flouromètre.

On prend par exemple pour ce qui s'échappe entre 5 et 10 minutes une granulométrie qui est la moyenne de celles trouvées aux temps 5 et 10 minutes. On fixe au temps zéro la composition arbitraire: 100% inférieur à 8  $\mu$ . Comme la fraction éliminée entre zéro et 3 minutes est importante, il en résulte une imprécision. Celle-ci affecte la répartition des grains entre 0  $\mu$  et la plus grande dimension rencontrée dans le prélèvement 3 minutes. Cette dimension ne dépasse pas 20  $\mu$  et, les grains entre 15 et 20  $\mu$  étant peu nombreux, on peut considérer que la répartition est correcte à partir de 15  $\mu$ .

Ce procédé est d'ailleurs vraisemblablement exploitable pour obtenir des précisions sur la répartition en dessous de 15  $\mu$ , en réduisant par exemple la pression de l'air pour diminuer le poids de la tranche 0,3 minutes et la plus grande dimension éliminée au bout de 3 minutes.

L'avantage de cette méthode est le suivant: Imaginons que l'on désire analyser un ciment ordinaire qui renferme 1% en poids de ses grains entre 72 et 76  $\mu$  et 17% entre 0 et 8  $\mu$ .

Prenons pour le poids d'une particule de diamètre d,  $k d^3$ , k étant une constante. Pour les deux classes de grains envisagées nous prendrons les diamètres moyens: 74  $\mu$  et 4  $\mu$ . Soit P le poids total de tous les grains mesurés.

Si nous voulons compter au moins 1 grain entre 72 et 76  $\mu$  ce qui est nécessaire pour obtenir une courbe granulométrique précise ce grain a pour poids:

$$(1) 1 \times k \times (74)^3 = \frac{1}{100} P$$

Il y correspond un poids  $\frac{17P}{100}$  de particules entre 0 et 8  $\mu$  dont le nombre n est donné par:

$$(2) n \times k \times (4)^3 = \frac{17P}{100}$$

Eliminant P et k entre (1) et (2) on trouve:

$$n = \frac{17 (74)^3}{(4)^3} = 108.000$$

Le nombre de grains à compter sera énorme.

Au contraire dans la méthode que nous avons utilisée l'intervalle des dimensions pour chaque comptage est réduit et une statistique sur 1000 particules donne un bon aspect de la poudre.

Le comptage des grains les plus fins est évité lorsque l'on ne désire avoir de la précision qu'à partir de 15  $\mu$  comme dans le cas de notre étude, et sera sans doute facilité si l'on utilise la méthode modifiée pour avoir plus de précision dans les très fines particules.

Nous avons dressé les courbes granulométriques de trois ciments sous le microscope.

1° Ciment Fy I :  $F = 50$ ,  $T - F = -1$ .

2° Ciment broyé au Laboratoire avec cylpebs  $F = 54$ ,  $T - F = 18$ .

3° Ciment broyé au Laboratoire avec boulets de 30 grammes:  $F = 63$ ,  $T - F = 17$ .

#### IV — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES

Sur les graphiques ci-contre on voit les courbes granulométriques obtenues avec le turbidimètre et le microscope. Les flourométries  $15 \mu$ ,  $30 \mu$ , et  $45 \mu$  sont représentées par des points sur les verticales de  $15 \mu$ ,  $30 \mu$ ,  $45 \mu$ .

Pour le ciment Fy I, nous avons un bon accord entre les trois méthodes d'analyses ( Fig. 2 ).

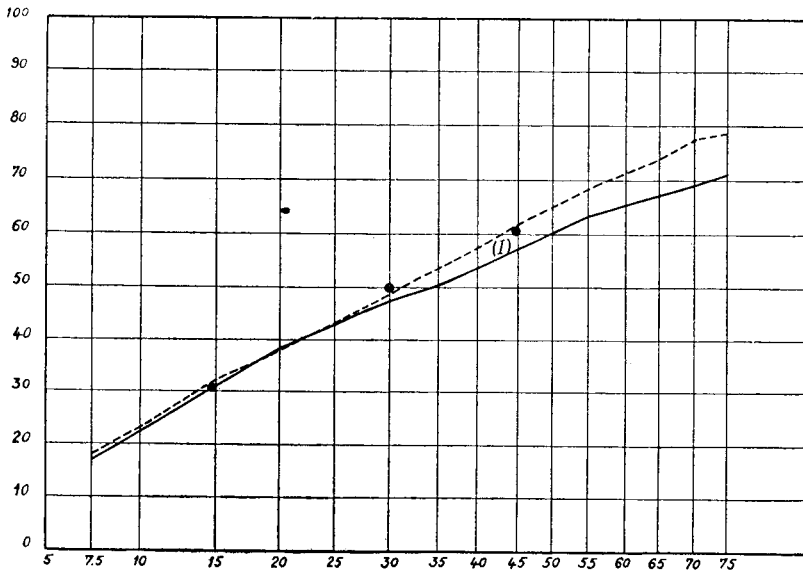


Fig. 2

FY. 1

- Courbe établie au Microscope
- Courbe donnée par le Turbidimètre
- Flourométrie

Pour le ciment II on voit sur le graphique ci-contre que l'accord entre flouromètre et microscope est conservé; le turbidimètre s'écarte nettement de leur résultat commun ( Fig. 3 ).

Pour le ciment III, on fait les mêmes constatations que pour II ( Fig. 4 ).

Il est donc évident que les résultats numériques donnés par le turbidimètre ne sont pas toujours comparables entre eux. Par contre, il ressort des graphiques que nous avons tracés, que les courbes du turbidimètre donnent avec une correction satisfaisante l'allure de la courbe granulométrique. Il suffira donc pour interpréter une telle courbe de se rappeler que s'il y a désaccord avec le flouromètre sur le pourcentage de grains plus petits que  $30 \mu$ ,

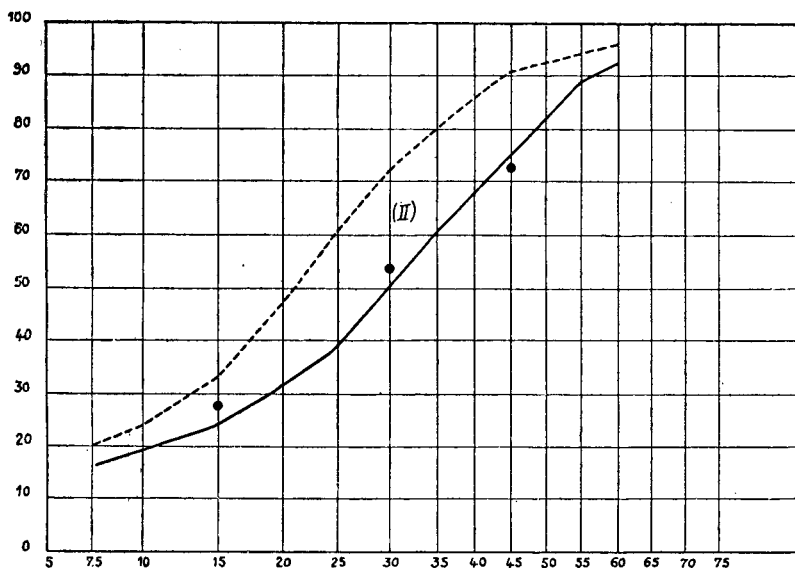


Fig. 3

Broyage avec Cylpebs  
Flouométrie 54

— Courbe établie au Microscope  
- - - Courbe donnée par le Turbidimètre  
● Flouométrie

c'est le résultat du flouomètre qui doit être retenu. La courbe du turbidimètre est alors décalée vers le haut. On peut donc conclure que le flouomètre donne une bonne approximation du pourcentage de particules plus petits que  $30 \mu$  tel qu'on peut l'établir au microscope tandis que le turbidimètre donne bien l'allure de toute la courbe granulométrique telle qu'on l'obtient au microscope. Et du même coup on voit combien chacun de ces appareils présente d'intérêt pour obtenir rapidement les renseignements que l'analyse au microscope ne livre qu'après un travail long et pénible.

On remarque que l'étalonnage actuel du flouomètre correspond à un peu plus de  $30 \mu$ :  $32 \mu$  environ.

Il y a bon accord également entre les flouométries  $15 \mu$  et  $45 \mu$  et le microscope. Le turbidimètre donne dans tous les cas une bonne approximation pour le pourcentage de grains inférieurs à  $15 \mu$ , mais il donne de gros écarts pour le pourcentage de grains inférieurs à  $45 \mu$  comme pour les grains inférieurs à  $30 \mu$ .

Pratiquement les trois flouométries  $15 \mu$ ,  $30 \mu$ , et  $45 \mu$  donnent à elles seules une bonne idée de la courbe granulométrique. Il n'est pas du tout indispensable de passer au turbidimètre un ciment dont on connaît les trois flouométries pour avoir une bonne approximation de sa composition granulométrique.

Les trois flouométries ou une flouométrie et l'essai au turbidimètre, voici deux bons moyens pour bien se représenter la granulométrie d'un ciment.

La Surface Spécifique Wagner seule, n'a par contre qu'une valeur relative. On trouve des ciments issus d'un même clinker, dont les résistances ne se

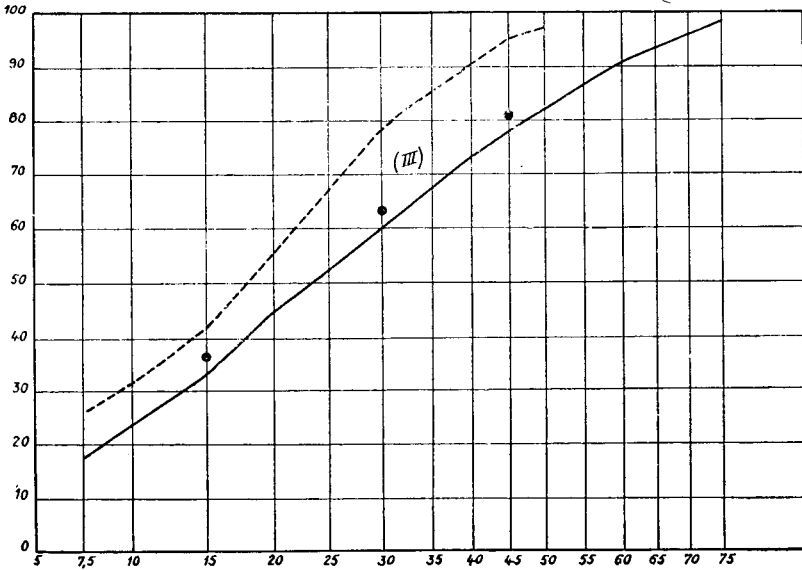


Fig. 4

Broyage avec Boulets de 50 gr.  
 Fluorométrie 63  
 — Courbe établie au Microscope  
 - - - Courbe donnée par le Turbidimètre  
 ● Fluorométrie

classent pas comme les surfaces spécifiques ce qui prouve que cette indication ne suffit pas à caractériser la composition granulométrique d'un ciment<sup>3</sup>.

Nous rappelons que nos analyses sous le microscope donnaient des résultats dignes de foi à partir du point 15 μ de la courbe granulométrique. Nous ne pouvons donc pas étendre audessous de cette limite les jugements que nous portons sur le turbidimètre.

V — REMARQUES SUR LE MODE DE FONCTIONNEMENT DU TURBIDIMÈTRE

Appelons  $I_0$  l'intensité donnée par le micro-ampèremètre pour la transmission à travers le pétrole limpide. Appelons  $I_d$  l'intensité mesurée en cours d'opération au moment où toutes les particules de diamètre inférieur à  $d$  ont chuté au-dessous du rayon lumineux.

3. Par exemple, des ciments fabriqués avec clinker Double Cuisson ont donné les résultats suivants :

	TRACTION		COMPRESSION	
	2 j.	7 j.	2 j.	7 j.
Broyage avec boulets				
Surf. Spécif. Wagner 1745	16	24.6	62	117
Broyage avec cylpebs				
Surf. Spécif. Wagner 1840	13.6	24	47	75

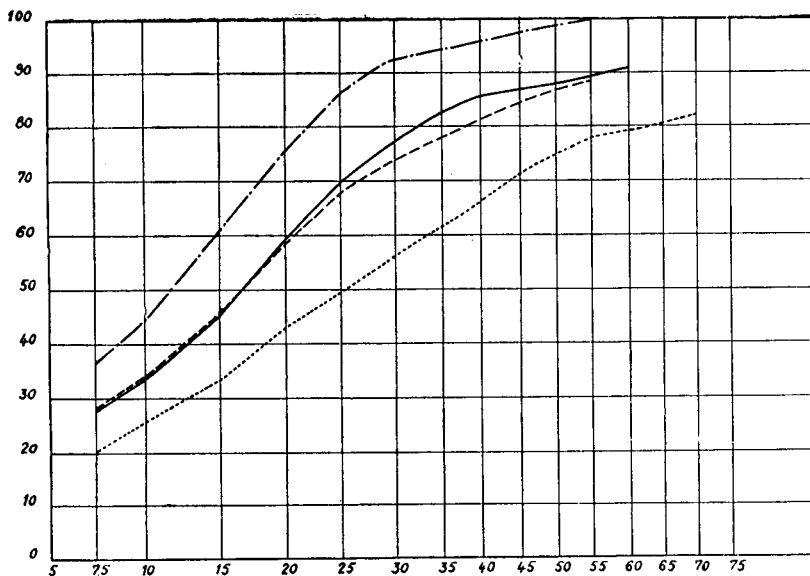


Fig. 5

..... Clinker — Flourométrie 54.8  
 (Charge normale boulets)  
 ..... Môme Clinker — Flourométrie 79.2  
 (Charge normale Cylpebs)  
 ——— Mélange à parties égales des deux précédents  
 (Courbe établie au Turbidimètre)  
 - - - - - Mélange à parties égales des deux précédents  
 (Courbe calculée à partir des courbes des  
 deux composants)

Le fonctionnement du turbidimètre est basé sur la loi fondamentale suivante :

$$S_d = c (\log I_0 - \log I_d)$$

où  $S_d$  est la surface de toutes les particules de diamètre inférieur à  $d$  et  $c$  une constante.

Les indications données par le turbidimètre sont rigoureuses dans la mesure où cette loi l'est également. Le fait que nous ayons mis en évidence des indications erronées du turbidimètre conduit à penser que  $c$  n'est pas une constante mais au contraire une fonction de  $d^4$ .

Il est difficile de mettre ceci en évidence expérimentalement. Nous indiquerons trois faits qui doivent appuyer cette opinion :

1° Dans l'examen au turbidimètre d'un même clinker broyé avec des agents différents de façon que les courbes granulométriques des échantillons aient des pentes variables, on trouve des  $c$  calculés qui varient entre 900 et 950, ces variations concernent le  $c$  moyen et représentent les variations de  $c$  en fonction de  $d$  de façon amortie.

2° Traçons avec le turbidimètre les courbes granulométriques de trois échantillons ainsi choisis :

- (a) un ciment de courbe granulométrique à forte pente et de  $F$  élevé,
- (b) un ciment de courbe granulométrique à faible pente et de  $F$  faible,
- (c) un mélange à parties égales des deux précédents.

4. La forme des particules pourrait intervenir également pour justifier les erreurs du turbidimètre, mais il serait bien curieux que le flouromètre ne soit pas également influencé par cela puisqu'il est basé sur le même phénomène physique : résistance d'une particule tombant dans un fluide,

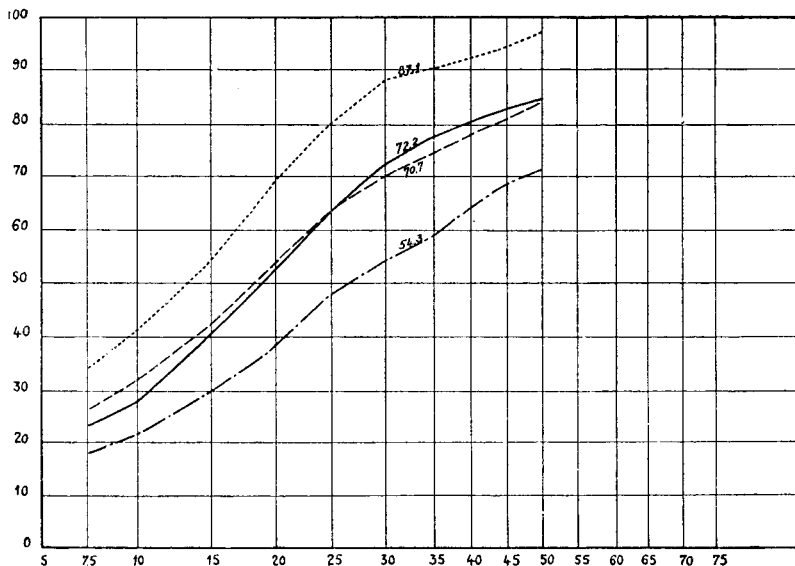


Fig. 6

- ..... Flourométrie 4640. Boulets 280gr.
- ..... Flourométrie 63 - Cylpebs
- Moyenne mesurée
- Moyenne calculée

Nous pouvons alors comparer la courbe granulométrique de (c) obtenue au turbidimètre avec la courbe établie théoriquement d'après celles de (a) — et (b) —. L'examen des deux exemples donnés ci-contre<sup>5</sup> montre que le turbidimètre donne pour c une courbe s'écartant de la courbe théorique: le poids des particules très fines est sous-estimé et celui des particules entre 20 et 45 microns est surestimé. Le flouromètre échappe encore à cette erreur et donne toujours pour un mélange à parties égales de deux ciments de flourométries  $F_1$  et  $F_2$ , la flourométrie  $\frac{F_1 + F_2}{2}$ .

3° Prenons un ciment broyé au Laboratoire avec des cylpebs à la flourométrie 65. Le tamisage sous l'eau indique que ce ciment renferme 1,2% de ses grains supérieurs à 75  $\mu$ . On doit donc s'attendre à trouver des grains de toutes les dimensions entre 0 +  $\epsilon$  et 75  $\mu$ . Or le turbidimètre ne décèle pas de grains supérieurs à 50  $\mu$  (courbe ci-contre: FIG. 7).

Cette expérience ne renseigne pas directement sur les variations éventuelles de c, mais montre encore un cas où les indications du turbidimètre sont certainement erronées.

Ceci est confirmé par l'expérience suivante : passons maintenant au turbidimètre le résidu de l'échantillon en question après flourométrie. Cette fois-ci le pourcentage des grains entre 50 et 75  $\mu$  est beaucoup plus fort puisque les grains les plus fins ont été éliminés. Et le turbidimètre décèle bien 5% du résidu entre 50 et 75  $\mu$  alors qu'il ne trouvait rien dans cet intervalle pour le ciment lui-même.

5. Figs. 5 et 6.

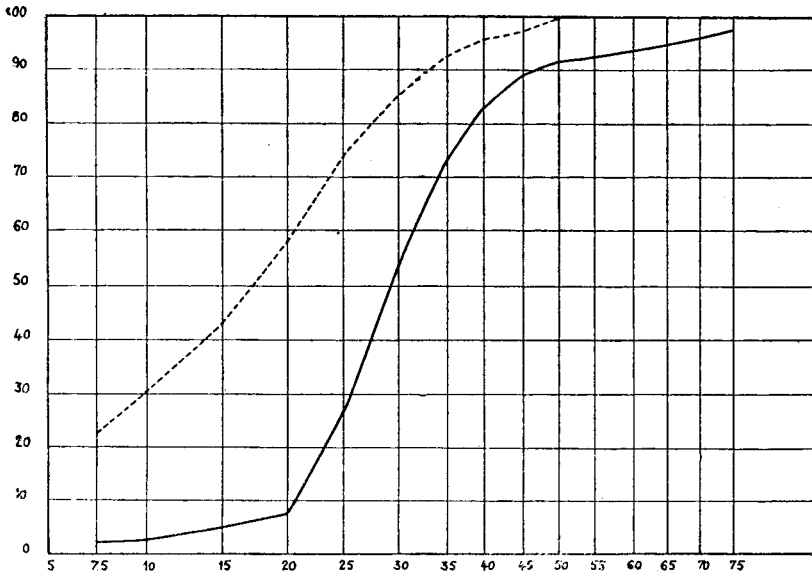


Fig. 7

----- Broyage Cylpebs à Flourométrie 65  
 ——— Résidu de la flourométrie du précédent

Enfin signalons l'opinion de H. Rabaté<sup>6</sup>: "Des expérimentateurs ont effectivement vérifié tout récemment que  $c$  n'est pas une constante et dépend du diamètre des corpuscules." Nous ne savons malheureusement pas à quelles expériences H. Rabaté fait allusion.

#### VI — REMARQUES SUR LE FONCTIONNEMENT DU FLOUROMÈTRE

La méthode d'analyse granulométrique sous le microscope, que nous avons adoptée nous a fourni en fait:

- d'une part, la granulométrie du résidu de nos flourométries;
- d'autre part, la granulométrie de ce qui était éliminé du flouromètre.

On trouvera ci-après les courbes granulométriques en question<sup>7</sup>. Les courbes granulométriques des résidus sont tracées normalement en poids pour cent parties du ciment. Pour ce qui est éliminé du flouromètre, on a tracé les courbes représentant le poids de grains supérieurs à chaque dimension considérée. Le point d'intersection des deux courbes donne donc la dimension telle que le pourcentage de grains inférieurs à cette dimension soit exactement égal au pourcentage donné par le flouromètre. Cette dimension est voisine de  $30 \mu$ , un peu supérieure toutefois et plus proche de  $32 \mu$  qui serait la dimension actuelle d'étalonnage du flouromètre, comme indiqué plus haut.

On voit que le flouromètre ne fait pas une coupure dans l'échantillon. Ainsi pour le ciment broyé au Laboratoire avec cylpebs à la flourométrie 54,

6. Cours Conférences du Centre de Perfectionnement Technique. Ciments Janvier 1942: La composition granulométrique des systèmes dispersés: application à l'industrie des chaux et ciments, page 80.

7. Figs. 8-10.



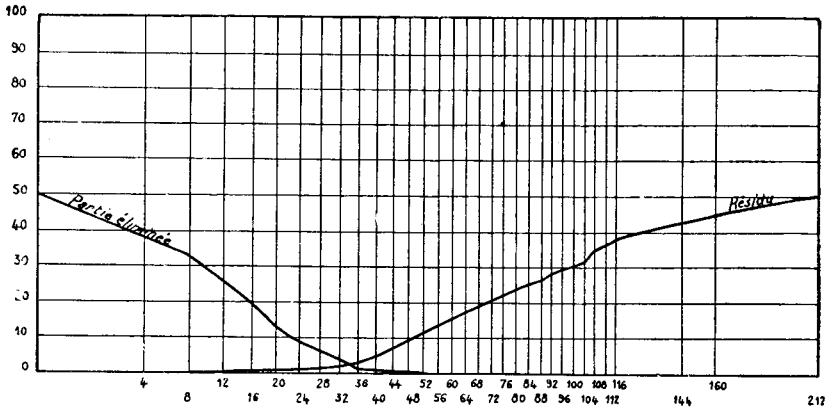


Fig. 8

Granulométrie du ciment FY.1  
 effectuée au Microscope. Fluorométrie 49.8  
 1<sup>er</sup> Octobre 1947

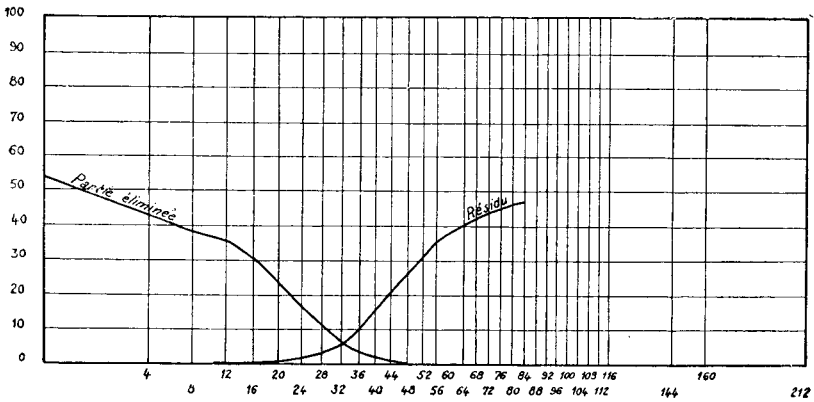


Fig. 9

Ciment broyé aux Cylpebs (Microscope)  
 en broyeur de Laboratoire  
 à la Fluorométrie 53.8

il reste dans le résidu 5% de grains inférieurs à 30  $\mu$  tandis que la même quantité de grains supérieurs à 30  $\mu$  existe dans la partie éliminée. Ce résultat va nous amener à préciser la façon dont le fluoromètre opère le triage des grains.

De nombreux auteurs indiquent simplement pour expliquer le mécanisme du fluoromètre la loi de Stokes.

Une particule de diamètre  $d$ , a dans un fluide une vitesse de chute  $v$ . Si on la place dans un courant de fluide ascendant de vitesse  $v_0$  la particule se déplace avec une vitesse  $v_0 - v$ . Si  $v_0$  est supérieur à  $v$  la particule est entraînée vers le haut et si  $v_0$  est inférieur à  $v$  la particule n'est pas entraînée,

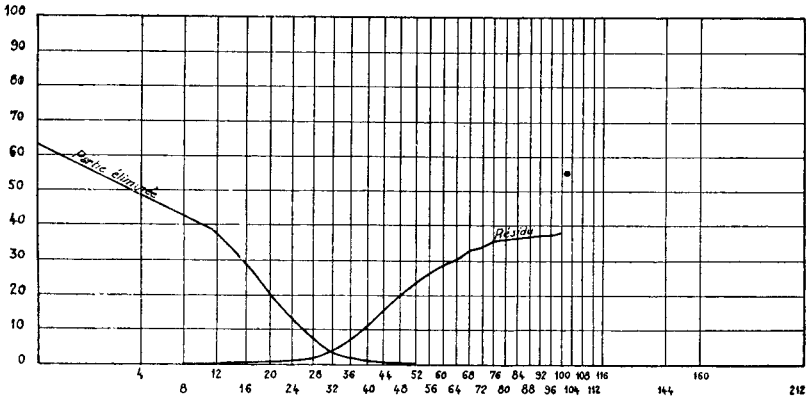


Fig. 10

Granulométrie Clinker — (Microscope)  
 Broyé à Flourométrie 62,6 (63.0)  
 Avec boulets  $\phi$  20<sup>m</sup>/m (poids 30gr.) N. de tours: 1390

La vitesse  $v_0$  est donnée par la formule de Stokes:

$$v_0 = \frac{2}{9} r^2 \frac{(D_1 - D_2)}{\eta} g$$

où  $r$  est le rayon de la particule

$D_1$  est le poids spécifique de la poudre examinée

$D_2$  est le poids spécifique du fluide

$g = 981$

$\eta$  est la viscosité du fluide.

Envisager le flouromètre comme un appareil où une séparation s'effectue dans un courant gazeux uniforme suivant la loi de Stokes, conduirait aux conclusions suivantes:

Les particules quittent le flouromètre à des époques variables qui dépendent de la longueur  $L$  du tube et de leur vitesse de déplacement  $v_0 - v$  donc de leur dimension.

A chaque époque  $T$ , sont parties du tube les particules telles que:

$$\frac{L}{v_0 - v} < T$$

Nous venons de voir qu'au bout de 25 minutes la séparation n'est pas aussi nette. Il reste dans le résidu des particules jusqu'aux plus petites dimensions. Les particules plus petites que  $8 \mu$  figurent en petit nombre mais leur présence même en petit nombre infirme les conclusions précédentes.

De plus la loi de Stokes laisse prévoir lorsqu'on fait le calcul que si la séparation à  $30 \mu$  s'effectue en 25 minutes, la séparation à  $25 \mu$  doit se faire en une minute. Or ceci est absolument faux. Le flouromètre est loin d'évacuer en une minute un pourcentage égal à celui des particules inférieures à  $25 \mu$ .

Enfin une particularité du flouromètre que nous essaierons d'expliquer par la suite est à signaler ici:

On observe une perte de poids aussi longtemps que l'on prolonge la flourométrie au delà des 25 minutes réglementaires.

Nous allons essayer d'expliquer ces divers phénomènes.

Si l'on cherche le nombre de Reynolds relatif à l'écoulement de l'air dans le flouromètre on trouve 270. Ceci indique que l'écoulement est laminaire. Ce régime n'est pas établi dès la base du tube mais à partir de 50 cm. au-dessus du vase c'est certainement lui qui existe.

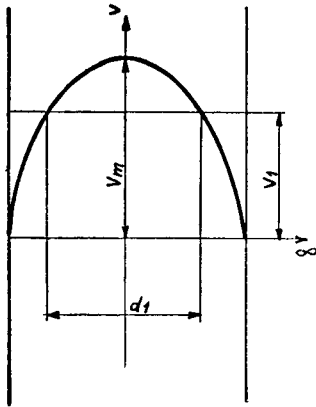


Fig. 11

Dès lors, les vitesses des filets d'air ont suivant un diamètre une distribution parabolique ( FIG. 11 ).

Le calcul montre que la vitesse moyenne d'écoulement de l'air dans le tube est de 6,8 cm./s.

On en déduit que la vitesse d'écoulement maxima, celle du filet axial est :

$$V_m = 2 \times 6,8 = 13,6 \text{ cm./s.}$$

Il est facile d'avoir l'équation de la parabole des vitesses rapportée aux axes dessinés, qui est de la forme :

$$v = K (R^2 - x^2)$$

où R est le rayon du tube. La vitesse du filet axial correspond au départ des particules de diamètre équivalent de Stokes égal à 40  $\mu$ . Or l'expérience vérifie bien qu'il ne part pratique-

ment pas de grains de dimension supérieure ( ceux pour lesquels on trouve une dimension supérieure sous le microscope, sont sans doute des lamelles ou des aiguilles ).

Une particule de vitesse de chute  $v_1$  dans l'air ne peut être entraînée que dans un canal de diamètre  $d_1$ .

Il n'est pas absurde d'imaginer ainsi le départ des particules :

Dans un temps donné les particules de chaque dimension passent en suspension dans leur canal d'évacuation ( et par suite sont éliminées ) proportionnellement à l'aire de la section de ce canal.

Ainsi l'impalpable qui a tout le tube pour s'évacuer sauf le voisinage immédiat des parois est rapidement éliminé. Au contraire les particules voisines de 40  $\mu$  ne peuvent s'évacuer que dans un tout petit filet central et leur départ a lieu à une cadence très lente. ( Ainsi se trouve expliquée la perte de poids observée aussi longtemps que l'on prolonge la flourométrie. )

Un comptage d'un prélèvement effectué après deux heures de flourométrie a montré la prédominance des particules entre 30  $\mu$  et 40  $\mu$ . Toutefois à cette époque il passe encore des particules de 8  $\mu$  ou moins. Ces particules quoiqu'elles ne figurent plus dans le résidu que pour un poids négligeable y sont encore en grand nombre à cause de leur petite taille.

Le processus de passage des particules en suspension dans leur canal d'évacuation serait l'équivalent d'un véritable tirage au sort faisant sortir d'autant plus de particules d'une dimension que le canal d'évacuation correspondant est plus large. A mesure que le nombre des particules d'une dimension diminue il en est tiré au sort un nombre plus petit par minute. L'épuisement d'une dimension jusqu'à avoir zéro particule de cette taille dans le résidu demande un temps pratiquement infini. Mais l'épuisement

d'une dimension jusqu'à poids négligeable dans le résidu est obtenu après des temps variant avec la dimension et finis.<sup>8</sup>

En faisant le rapport des aires des canaux offerts aux particules de 30  $\mu$  et 25  $\mu$  on trouve que si les grains inférieurs à 30  $\mu$  sont évacués en 25 minutes ceux inférieurs à 25  $\mu$  le seront en 17 minutes. Ce chiffre est en accord avec la réalité.

On peut pousser plus loin le calcul avec l'hypothèse adoptée et établir la courbe de perte de poids de l'échantillon en fonction du temps dans le flouromètre. Nous avons fait ce calcul pour le Fy I en représentant la courbe granulométrique du ciment par l'équation approchée  $P=8,5\sqrt[3]{x}$  (P pourcentage de particules inférieures à x).

On a trouvé une courbe qui se rapproche bien de la courbe expérimentale (FIG. 12). L'asymptote de la courbe expérimentale a pour ordonnée 56 environ et celle de la courbe calculée 53.

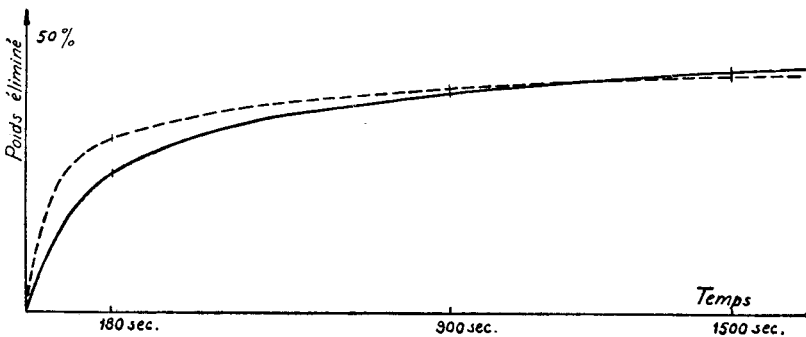


Fig. 12

——— Courbe expérimentale  
 - - - - Courbe calculée

Les considérations précédentes ne mettent pas à l'abri de toute critique cette façon d'interpréter le fonctionnement du flouromètre. Mais elles montrent que cette façon de voir les choses rend bien compte de ce qui se passe.

Elles montrent également que l'on ne peut se contenter d'envisager la flourométrie comme une opération séparant des particules suivant leurs dimensions dans un courant gazeux de vitesse uniforme.

Enfin, elles expliquent que Pearson et Sligh aient utilisé leur flouromètre en prolongeant la flourométrie jusqu'à ce que la perte de poids par unité de temps tombe au-dessous d'une certaine valeur. Ils obtenaient ainsi un chiffre correspondant à peu près à l'ordonnée de l'asymptote à la courbe de perte de poids de l'échantillon, c'est-à-dire au pourcentage de grains inférieurs à la dimension limite que le flouromètre peut séparer.

Le fait que au bout de 25 minutes, le flouromètre ait éliminé autant de grains supérieurs à 30  $\mu$  qu'il en laisse dans le résidu d'inférieurs à 30  $\mu$ , est une heureuse circonstance à laquelle on ne pouvait s'attendre a priori. C'est cela qui permet d'arrêter la flourométrie au bout de 25 minutes et de considérer le chiffre obtenu comme le pourcentage de particules inférieures à 30  $\mu$ . Il

8. Ce processus statistique doit être celui de tous les séparateurs à air. On ne conçoit guère une telle machine qui classerait les poudres en ne laissant subsister dans une fraction absolument aucune unité d'une autre fraction.

est très curieux de voir la compensation se faire toujours à cette dimension lorsque la granulométrie du ciment varie.

#### VII — CONCLUSION SUR LE TURBIDIMÈTRE ET LE FLOUROMÈTRE

En résumé nous espérons avoir progressé un peu dans notre connaissance de ces deux appareils.

Nous avons précisé comment on doit interpréter leurs indications. Naturellement ces indications nous intéressent dans la mesure où elles permettent de prévoir l'effet d'une variation de la granulométrie sur les résistances d'un ciment. Nous croyons que cela est très possible. Des expériences que nous avons en cours nous diront clairement si turbidimètre et flouromètre combinés ou la batterie de trois flouromètres 15-30 et 45  $\mu$  sont susceptibles de permettre de telles prévisions. Les premiers résultats vont dans le sens d'une réponse affirmative.

Et il n'y a là rien d'étonnant puisque nous venons de voir que les appareils en question bien compris permettent de se faire une bonne idée de la composition granulométrique du ciment, telle que la donnerait le microscope, et que cette composition granulométrique a un sens physique que nous connaissons.

#### VIII — REMARQUES SUR LE PERMÉABILIMÈTRE DE BLAINE

Cet appareil fait appel pour la mesure de la surface spécifique d'un ciment, à un phénomène tout à fait différent de celui utilisé dans le flouromètre ou le turbidimètre. Il est basé sur la résistance à l'écoulement d'un gaz dans une pastille de ciment comprimé.

Il faut bien se dire par conséquent, qu'il n'y a aucune chance de pouvoir relier la surface spécifique Blaine à celle de Wagner, par une loi générale. C'est ce que l'expérience montre. De même on trouve dans une usine déterminée une liaison entre flourométrie et surface spécifique Blaine, mais il est impossible de relier ces deux indications par une loi générale valable pour tous les ciments.

En tout cas, on ne peut comparer ce nouvel appareil aux précédents dans l'esprit où on les a comparés entre eux avec le microscope pour arbitre. Pour apprécier ses indications, on doit procéder de façon indirecte en les rapprochant par exemple des résistances initiales des ciments.

En faveur du perméabilimètre on peut citer le fait suivant : prenons deux ciments fabriqués au Laboratoire avec le même clinker, mais l'un par broyage avec boulets de 280 grammes, et l'autre par broyage avec cylpebs. Le ciment fabriqué avec cylpebs a des résistances nettement inférieures à celles de l'autre ciment. Or la surface spécifique de Wagner ne laisse pas prévoir cela aussi bien que le perméabilimètre qui donne une forte différence de surface spécifique entre les deux échantillons (TABLEAU 1). Dans ce cas il semble donc

TABLEAU 1

	BROYAGE AVEC BOULETS DE 280 GRAMMES	BROYAGE AVEC CYLPEBS
Surface Spécifique WAGNER	2.240	2.100
Surface Spécifique BLAINE	3.080	2.420

que le perméabilimètre donne une indication exploitable comme celles données par les trois flourométries ou la flourométrie  $30 \mu$  et la granulométrie Wagner.

Au contraire en défaveur du perméabilimètre on peut citer le fait que dans certains cas à une plus forte flourométrie correspond une plus faible surface spécifique, ce qui pour un broyeur industriel est bien extraordinaire.

En définitive, nous ne contestons pas les services que le perméabilimètre peut rendre comme instrument de repérage de la mouture dans une usine déterminée. Mais nous ne savons pas à quelle réalité physique correspond le chiffre qu'il donne. Pour pouvoir interpréter ce chiffre sûrement, c'est toute l'étude de l'écoulement des fluides à travers les poudres comprimées qu'il faudrait refaire.

Aussi dans l'ignorance où nous sommes du sens de l'indication donnée par le perméabilimètre, notre préférence reste au fluoromètre. La valeur de l'indication donnée par ce dernier nous est bien connue par l'étude précédente et, sachant la rattacher à quelque chose de réel, à savoir la granulométrie du ciment telle qu'on la ferait sous le microscope, nous pouvons nous en servir pour comparer des ciments, ou pour comparer l'efficacité de plusieurs broyeurs, ce que le perméabilimètre ne nous permettrait pas.

Il semble toutefois sage de garder en observation le perméabilimètre. Sur une statistique d'un très grand nombre de résultats il pourrait arriver que l'on mette en évidence une propriété quelconque intéressante du ciment qui apparaîtrait liée à la surface spécifique Blaine et ce seul espoir doit encourager à poursuivre les essais au perméabilimètre.

## R É S U M É

Cette note a pour but l'étude du turbidimètre de Wagner et du flouromètre type Pearson et Sligh avec le désir de rattacher leurs indications à une réalité physique.

Ces deux appareils donnent chacun un chiffre pour le pourcentage (en poids) de grains inférieurs à une dimension donnée, et ces deux chiffres ne sont pas toujours en bon accord.

On a mis au point une méthode de comptage sous le microscope qui donne une grande précision pour les courbes granulométriques des poudres à partir de  $15 \mu$ . Par cette méthode on a étudié plusieurs ciments essayés d'autre part au turbidimètre et au flouromètre et on a comparé les chiffres obtenus pour les grains inférieurs respectivement à  $15$ ,  $30$  et  $45 \mu$ .

L'étude des résultats montre que le flouromètre est toujours en accord avec le microscope, alors que le turbidimètre s'écarte nettement de leurs résultats communs pour certains ciments.

On peut conclure qu'il existe deux bons moyens d'avoir la granulométrie d'un ciment plus rapidement et avec la même signification physique que par le microscope:

1° Connaître les résultats des mesures aux trois ajustages du flouromètre donnant la séparation à  $15$ ,  $30$  et  $45 \mu$ .

2° Connaître la courbe granulométrique du turbidimètre dont l'allure est bien celle de la courbe obtenue au microscope et connaître le résultat de la séparation  $30 \mu$  au flouromètre pour situer cette courbe en hauteur car le turbidimètre donne parfois une position inexacte.

On peut supposer que le décalage du turbidimètre provient du fait que, dans la formule  $S_d = c (\log I_0 - \log I_d)$ ,  $c$  n'est pas rigoureusement une constante.

Les expériences faites au cours de l'étude permettent d'autre part de mieux comprendre le fonctionnement du flouromètre.

Les indications données par le perméabilimètre ne peuvent pas être reliées à celles des précédents appareils. Elles semblent détachées de toute réalité physique. Cet appareil peut fournir un moyen de repérage mais ne peut pas remplacer l'un des précédents pour la comparaison de ciments de provenances variées. On continuera toutefois les observations au perméabilimètre pour voir si une statistique ne mettrait pas en évidence une liaison simple entre la surface spécifique obtenue au perméabilimètre et une propriété quelconque intéressante du ciment.

### S U M M A R Y

The purpose of the paper is to study the Wagner turbidimeter and the Pearson and Sligh flourometer in an endeavour to establish a relation between their indications and physical reality.

Both devices give each a figure for the percentage ( in weight ) of grains below a given size, and these two figures are not always in full agreement.

A process has been developed for counting under the microscope with a high degree of accuracy, which permits to draw the granulometrical curves from 15  $\mu$ . Several cements were tested which had been tested before with the turbidimeter and the flourometer and figures obtained were compared for grain sizes below respectively 15, 30 and 45  $\mu$ .

A study of the results has shown that the flourometer is always in agreement with the microscope, while the turbidimeter is distinctly inaccurate for certain cements.

It may be said that two good means are available to know the granulometry of a cement more quickly and with the same physical significance as with the microscope:

1. To know the results of measurements at the three nozzles of the flourometer giving the segregation to 15, 30 and 45  $\mu$ .

2. To know the granulometrical curve of the turbidimeter which is quite similar to the curve obtained with the microscope and to know the result of the segregation 30  $\mu$  with the flourometer, to locate this curve in height, since the turbidimeter sometimes gives a false position.

It may be admitted that the displacement of the turbidimeter comes from the fact that  $c$  is not rigorously constant in the formula

$$S_d = c (\log I_0 - \log I_d).$$

The experiments made in the course of this study show better the operation of the flourometer.

The indication given by the permeability meter cannot be related to those of the other devices mentioned above. They appear to be unrelated to any physical reality. This apparatus may be used as a detector but cannot take the place of one of the devices mentioned above to compare various cements. It may be used, however, as before to find out if statistics could not bring out a simple relation between the specific surface obtained with the permeability meter and any other interesting property of the cement.

QUESTION N° II

JUNTTILA  
FINLANDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

USAGE DU CIMENT DE LAITIER DE HAUT FOURNEAU POUR  
LES GRANDS BARRAGES EN BÉTON\*

JUNTTILA

Quand, il y a quelques années, on commença de se servir du nouveau haut fourneau, les possibilités d'utiliser le déchet laitier de haut fourneau, pour l'industrie de ciment, furent examinées.

L'analyse chimique du laitier de haut fourneau doit correspondre à la spécification finnoise du ciment suivante:

$$\frac{\text{CaO} + \text{MgO} + \text{Al}_2\text{O}_3}{\text{SiO}_2} \geq 1,00$$

Les investigations de laboratoire ont confirmé l'opinion que la quantité de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  a une influence remarquable sur la qualité du ciment. En règle le laitier de haut fourneau utilisé dans la manufacture du ciment doit avoir une composition chimique aussi constante que possible.

Après les investigations de laboratoire il a été décidé de faire de grands essais pratiques. On a utilisé du ciment Portland de laitier de haut fourneau, dont le pourcentage en  $\text{Al}_2\text{O}_3$  est 8-9 et la finesse un résidu de 7,4% sur 4.900 mailles de tamis.

Analyse de sédimentation:

$$d = 88 \mu - 94\%$$

$$d = 40 \mu - 74\%$$

$$d = 10 \mu - 31\%$$

Durée de prise du ciment éprouvé: 3 heures 10 minutes jusqu'à 5 heures 15 minutes.

Poids spécifique du ciment éprouvé: 3,00.

Pour le moment on exécute des essais de la qualité du béton, faits avec le ciment mélangé ci-dessus mentionné, pour éprouver sa résistance, sa chaleur d'hydratation, son retrait et sa perméabilité. Le résultat final n'est pas encore connu.

---

\*The use of blastfurnace slag cement for large concrete dams.



\* \* \*

When the iron industry in our country some years ago began to use modern blastfurnaces, the possibilities to use the waste product, blastfurnace slag, in cement industry were investigated after that.

The chemical analysis of blastfurnace slag must be, according to the Finnish cement specifications, as follows:

$$\frac{\text{CaO} + \text{MgO} + \text{Al}_2\text{O}_3}{\text{SiO}_2} \geq 1.00$$

The laboratory investigations have confirmed the opinion that  $\text{Al}_2\text{O}_3$  quantity has remarkable influence upon the quality of cement. As a rule the blastfurnace slag, which is used in cement manufacture, must have as even chemical composition as possible.

After the laboratory investigations they decided to do wider practical tests. They have used blastfurnace slag Portland cement, the  $\text{Al}_2\text{O}_3$  percentage of which is 8.9 per cent and the fineness: a residue of 7.4 per cent on 4.900 mesh sieve.

Sedimentation analysis:

$$d = 88 \mu - 94 \text{ per cent}$$

$$d = 40 \mu - 74 \quad ,,$$

$$d = 10 \mu - 31 \quad ,,$$

Setting of the tested cement: from 3 hr. 10 min. to 5 hr. 15 min.

Specific gravity of the tested cement: 3.00

They are just testing the quality of the concrete which is made of the above-mentioned mixed cement, and they will study its strength, heat of hydration, shrinking and its permeability. Final results are not yet available.

QUESTION N° II

GRONER  
NORVEGE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

EXPERIENCE ON USE OF SPECIAL CEMENT FOR DAMS IN  
NORWAY\*

CHR. F. GRÖNER

Special cements are used in some reinforced concrete dams in Norway, but have not been used in gravity dams.

The reason why special cements are used in this case is not to keep the setting temperature low, but to get a cement which may resist the attack of the acid water better than Portland cement by reducing the easy soluble lime hydrate.

HOCHOFENCEMENT

The Ringedals Dam is a concrete dam of gravity type built during the period 1912-18. It has a maximum height of 35 m. and a length of 521 m.

During the years 1929-31 a tightening slab of reinforced concrete in a distance of 2 m. in front of the dam was built. The slab transfers the water pressure by slender struts to the old gravity dam.

The slab is divided in sections by horizontal and vertical expansion joints (FIG. 1). One of these sections (No. 24a) was poured with Hochofencement and one of them (No. 28a) with Moler cement, the rest was poured with Portland cement.

The thickness of the slab varies from 20 cm. at the top to 47 cm. at the bottom.

Hochofencement consists of at least 15 per cent Portland cement and the rest of basic, grained slag from blastfurnace. The cement is very finely ground.

Hochofencement showed by volume-durability tests cracks by dry and by moist storage.

Concrete of Hochofen cement is not so easily workable as that of Portland cement. It sets a little during the first hours after the pouring

---

\*L'expérience norvégienne en matière de ciments spéciaux pour barrages.

**CEMENT TESTS**

CEMENT	SPC. W.	VOLUME WEIGHT		REST ON SIEVE		SETTING	
		LOOSE, KG./L.	COMPACT, KG./L.	900 M./CM. <sup>2</sup>	4900 M./CM. <sup>2</sup>	BEGINS AFTER, HOURS	ENDS AFTER, HOURS
		Hochofen	2.96	1.05	1.86	0.05	4.5
Moler	2.87	0.78	1.38	0.05	1.3	1	5
Portland	3.07	1.04	1.80	0.10	6.2	3	6
„	3.11	1.05	1.80	0.50	3.5	3	6

**MORTAR TESTS**

CEMENT	MIXTURE WEIGHT	W/C	WEIGHT KG./L.	TENSILE STRENGTH, KG./M. <sup>2</sup>		COMPRESSIVE STRENGTH, KG./M. <sup>2</sup>	
				7 DAYS	28 DAYS	7 DAYS	28 DAYS
				Hochofen	1: 3	0.30	2.27
Moler	1: 3	0.36	2.33	40.1	47.3	510	666
Portland	1: 3	0.32	2.27	28.6	33.7	353	447
„	1: 3	0.33	2.27	28.6	31.6	359	414

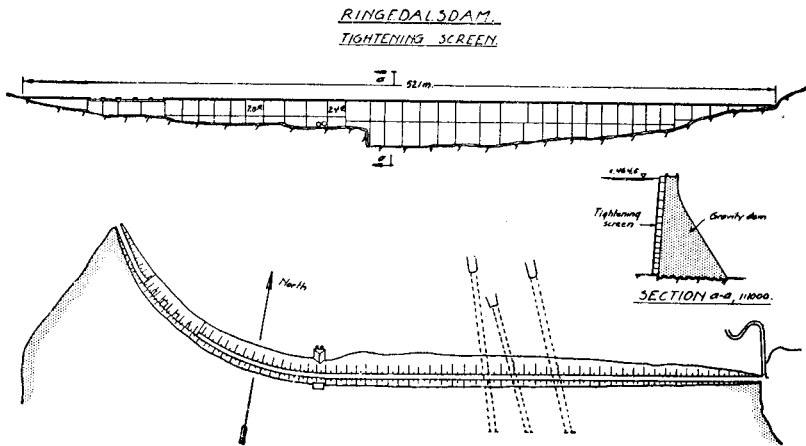


FIG. 1.

and much water separates out. On account of the water separation, honey-comb structure appeared at joints and cracks in the form work.

The compressive strength at 28 days was about 30 per cent lower than that for ordinary Portland cement, while the tensile strength was about the same ( Figs. 2 and 3 ).

The maximum observed setting temperature was much lower than that of Portland cement.





MOLER CEMENT

Moler cement consists of about 75 per cent ordinary Portland cement and 25 per cent "molere", ground together. "Molere" is a diatomaceous earth containing about 60 per cent pure silica in a chemically acting condition.

Both Moler cement and Hochofencement have comparatively small content of lime, about 50 per cent CaO.

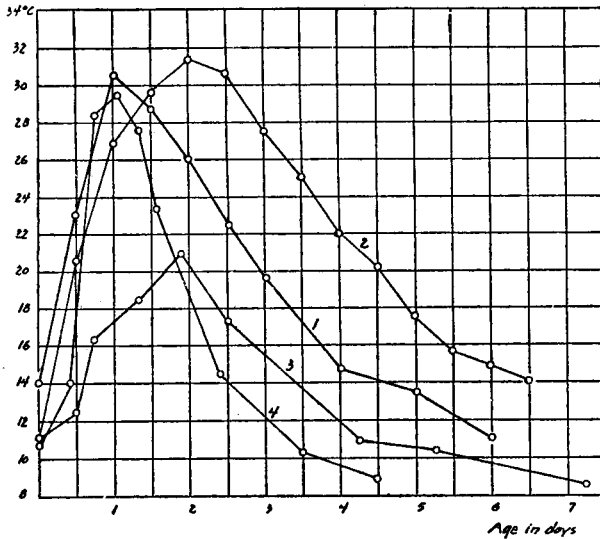
Moler cement gave the most plastic consistency of concrete by a water-cement ratio of 0.65. There was no water separation.

By loosening the boarding bolts, it was observed that the bolts were much easier to loosen in concrete of Moler cement than in concrete of ordinary Portland cement. This may indicate that the adhesive strength between Moler cement and iron is considerably lower than that of Portland cement and Hochofencement.

The compressive strength of concrete at 28 days shows by Moler cement (w/c = 0.65) about the same values as by Portland cement (w/c = 0.53).

The setting temperature for Moler cement was about the same as for Portland cement (FIG. 4).

The dam is now 17 years old. The slab is quite tight, and no reduction or damage to the concrete can be noticed.



No.	Cement	Slab thickness in cm.	Number of measurements
1	Portland	33	4
2	—	44	4
3	Hochofen	27	2
4	Moler	30	2

HOCHOFEN- and MOLERCEMENT

Setting temperature.

Concrete screen - Ringedalsvarng.

FIG. 4

It is impossible, up to the present, to observe any difference between the sections of Portland cement and those of special cements.

### EISEN PORTLAND CEMENT

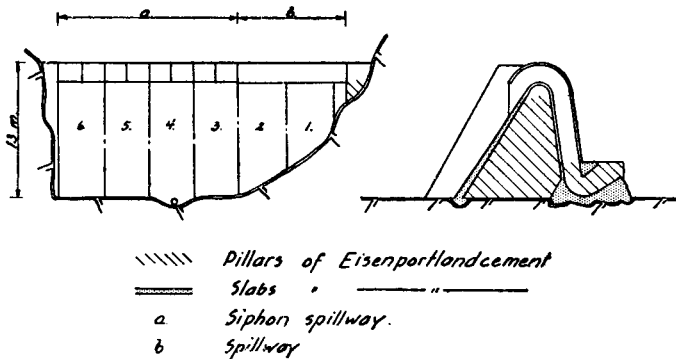
The Vetlevans Dam, built in 1928, is a reinforced concrete slab dam with a siphon spillway-intake dam for Tyssefaldene power plant. The water level in the intake is about the same all the year round.

For the concrete Eisen Portland cement has been used in the pillars and in the lower part of the slab Nos. 3, 4, 5 and 6 and the downstream lower part of the siphon.

Eisen Portland cement consists of 70 per cent Portland cement and 30 per cent granular slag from blastfurnace.

Slab Nos. 1 and 2 are poured with Portland cement.

The thickness of the slabs varies from 35 to 65 cm.



Eisen Portland cement needs more water than Portland cement to get the same consistency, and the compressive strength is lower.

The dam is now 20 years old. The slab is tight and there are no changes noticed in the structure or at downstream surface of the concrete and no noticeable difference between concrete of Eisen Portland cement and Portland cement.

### BELGIAN SLAG CEMENT

The Skjerka Dam is a reinforced concrete arch Dam with smaller reinforced concrete slab dams on both sides.

The dam is an intake dam for Skjerka power plant. It also serves as a regulation dam; as a consequence, the water level is variable during the winter time.

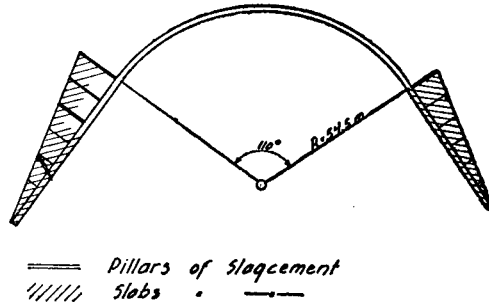
The dam was built in 1932-33.

For the concrete Belgian slag cement has been used in some of the pillars and most of the slabs.

The thickness of the slab varies from 35 to 80 cm.

The arch dam is poured with Portland cement.

In the slabs there is concrete of Portland cement joining to concrete of slag cement.



**CEMENT TESTS**

CEMENT	SPC. W.	VOLUME WEIGHT		REST ON SIEVE		SETTING		TEMP.
		LOOSE, KG./L.	COMPACT, KG./L.	900 M./CM. <sup>2</sup>	4900 M./CM. <sup>2</sup>	BEGINS AFTER, HOURS	ENDS AFTER, HOURS	
Belgian slag	3.00	1.07	1.77	0.1	6.8	4	8	18
Portland	3.13	1.10	1.90	0.1	6.7	2½	4½	18

The cement test for Belgian slag cement shows that its setting begins and ends later than that of Portland cement.

Specific weight of the slag cement is less than that of Portland cement.

**MORTAR TESTS**

CEMENT	MIXTURE	W/C	WEIGHT, KG./L.	TENSILE STRENGTH, KG./M. <sup>2</sup>		COMPRESSIVE STRENGTH, KG./M. <sup>2</sup>	
				7 DAYS	28 DAYS	7 DAYS	28 DAYS
Belgian slag	1:3	0.330	2.27	24.5	30.9	218	375
Portland	1:3	0.347	2.27	27.2	28.8	311	407

The mortar tests show that the tensile strength of Belgian slag cement is almost the same as for Portland cement.

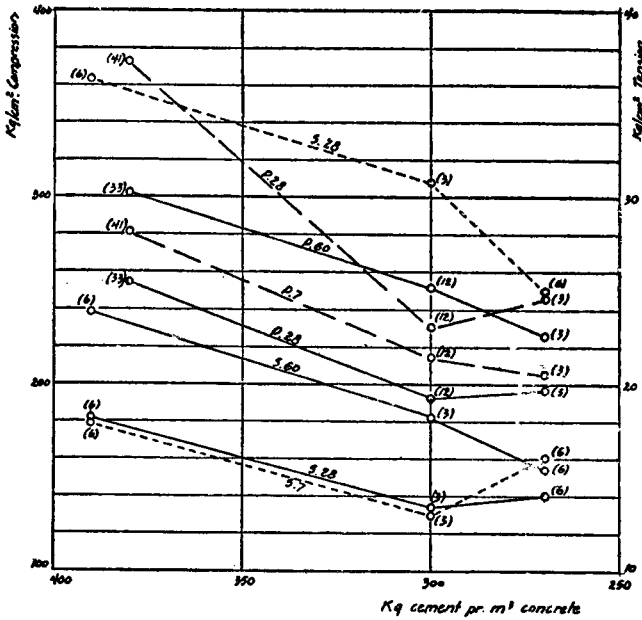
The compressive strength on the other side is considerably greater for the Portland cement, especially in the 7-day tests.

Fig. 5 shows the same for the concrete tests, and the difference between the two cements is almost the same at 28 days and at 60 days.

The Belgian slag cement also shows a much lower setting temperature than Portland cement.

During the 15-16 years since the dam was built, it is not possible to see any change in the concrete at the downstream surface. The upstream surface



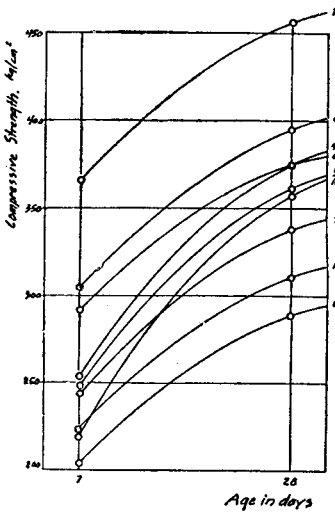


— Compression  
 - - - Tension - Portland Cement  
 - - - Tension - Slagcement  
 5.28 etc indicates Slagcement 28 days etc.  
 (6), (3) etc — number of tests  
 All tests had a slump of 4-5"

**BELGIAN SLAGCEMENT**

Concrete tests.  
 Compression and tension.  
 Zkierkodem.

FIG. 5



Proportion (weight)

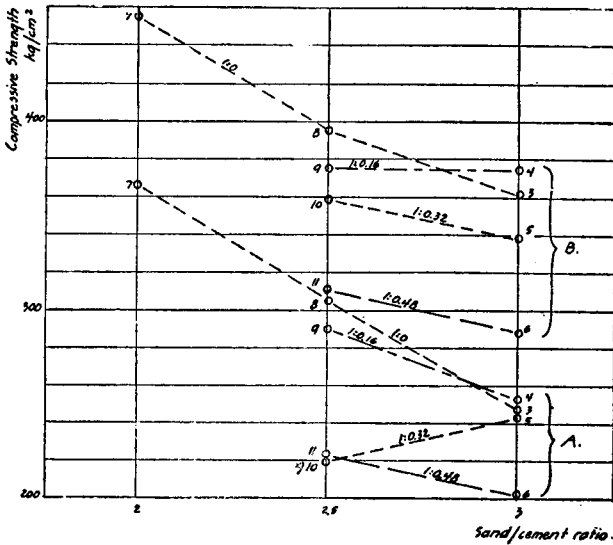
No	cem.	Brick-flour	Sand	M/c
3	1	0	3	0.71
4	1	0.16	3	0.84
5	1	0.32	3	0.84
6	1	0.48	3	1.00
7	1	0	2	0.61
8	1	0	2%	0.61
9	1	0.16	2%	0.71
10	1	0.32	2%	0.80
11	1	0.48	2%	0.93

5 tests of each number.

**PORTLAND CEMENT ADDED BRICK-FLOUR.**

Mortar tests.  
 Compression.  
 Svanthensdam - M/s Sandefors.

FIG. 6



Numbers above refer to 5.6  
 A. 7 days tests  
 B. 28 days tests  
 \*) No. 10 had low volume weight.

PORTLAND CEMENT ADDED BRICK FLOUR

Mortar tests.

Compressors.

Svartevannsdam - Als Sandefallene.

FIG. 7

has become a little rough as is usual when concrete is washed by acid water for a time. There is no difference noticed between concrete of slag cement and Portland cement.

PORTLAND CEMENT ADDED BRICK FLOUR

The Svartevanns Dam is a reinforced concrete slab dam built in 1927. For the concrete was applied Portland cement mixed with 25 per cent brick flour ground together with the cement at the factory. The brick flour was also mixed with cement in other proportions to investigate the effect of the flour.

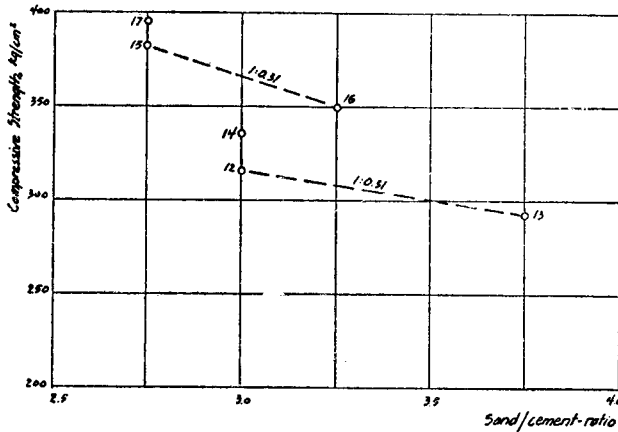
The table shows that all the tests of the brick flour cement are normal.

Fig. 6 shows that the setting is almost the same for brick flour cement as for Portland cement. The brick flour seems not to have any chemical action in the concrete, only a mechanical one.

As the brick flour only has grains <0.15 mm., a big admixture in the Portland cement would give a lower strength on account of the great w/c factor (FIG. 8).

Figs. 7 and 8 mortar tests show decreasing strength with increasing content of brick flour, and the same is the case with the concrete tests.

Fig. 9 shows the same with concrete tests.



Proportion (weight).

No.	Cem.	Brick-flour	Sand
12	1	0.31	3
13	1	0.31	3 3/4
14	1	0.16	3
15	1	0.31	2 3/4
16	1	0.31	3 1/4
17	1	0.16	2 3/4

} sand containing 15% filler  
} sand without filler

3 tests of each number.

PORTLAND CEMENT ADDED BRICKFLOUR

Mortar tests.

Compression.

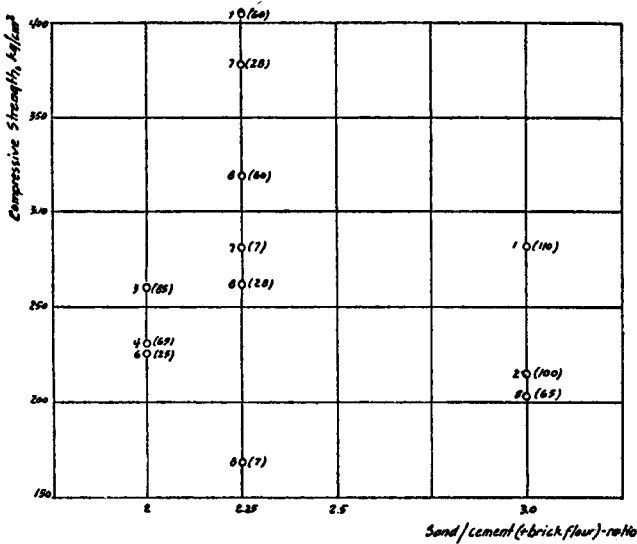
Svartevannsdam - A/s Sandefallene.

FIG. 8.

**CEMENT TESTS**

CEMENT	SPEC. W.	VOLUME WEIGHT		REST ON SIEVE		SETTING	
		Loose, kg./l	Compact, kg./l	900 m./cm. <sup>2</sup>	4900 m./cm. <sup>2</sup>	Started after, hours	Ended after, hours
Brick flour (cement)	3.00	1.030	1.76	0.05	6.2	3 1/2	7
	3.00	1.030	1.64	0.00	4.8	3 1/2	7
	2.96	0.990	1.72	0.00	4.3	2 1/2	5
Brick flour (only)	2.65	0.973	1.50	—	—	—	—
Portland cement	2.96	1.110	1.60	0.10	6.5	4 1/2	9
	3.02	1.100	1.65	1.00	5.7	3	8

The dam is now twenty years old, the slab is tight and there is no damage to notice in the concrete. The corrosion at the upstream side on account of the acid water in the lake or from ice scraping is not unusual and is about the same as when Portland cement is used.



Proportion (weight)

N <sup>o</sup>	Cem.	Brick-flour	Sand	Gravel	W/c-ratio	Number of tests
1	1	0	3	3 1/2	0.60	3
2	0.8	0.2	3	3 1/2	0.59	2
3	0.8	0.2	2	2 1/2	0.51	2
4	0.8	0.2	2	2 1/2	0.51	3
5	0.8	0.2	3	3 1/2	0.51	2
6	0.8	0.2	2	2 1/2	0.51	4
7	1	0	2 1/4	2 1/2	0.536	3 x 3
8	0.8	0.2	2 1/4	2 1/2	0.536	3 x 3

Figures in brackets  
Indicates age in days.  
Forms 20x20x20 cm.

} Laboratory tests.

PORTLAND CEMENT ADDED BRICKFLOUR.

Concrete tests.

Compression.

Svartevannsdam - Als Sandefjellene.

FIG. 9.

SUMMARY

Regarding dams in Norway there is no visible difference to be noticed in concrete made of special cement and concrete made of Portland cement. The surface, both on the downstream side and on the upstream side, is similar for both kinds of cement.

RÉSUMÉ

En ce qui concerne les barrages norvégiens, on ne remarque aucune différence visible entre le béton de ciment spécial et le béton de ciment Portland. Les parements amont et aval sont semblables pour les deux espèces de ciment.



QUESTION N° II

STEELE  
U.S.A.

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

CONCRETE IN LARGE DAMS — PAST, PRESENT AND FUTURE\*

BYRAM W. STEELE

INTRODUCTION

The period between the formation of the International Commission on Large Dams in 1928 and the outbreak of World War II probably saw a greater change in the technical specifications for the purchase of cements for large concrete dams than will ever be experienced again in a similar period.

At that time the cement was considered the all-important factor for concrete, and the control of the characteristics of the cement appealed to the engineer as the most important phase of the production of concrete for large dams.

Today, after twenty years of concrete dam building experience in which more yardage of concrete has been placed in dams in the United States than in all previous time, it is realized that the cement is not the only and the all-important factor in the ultimate durability of the concrete. Disintegration in concrete structures of all kinds, but more especially in hydraulic concrete structures, has been accelerated in recent years far beyond the anticipation of the average engineer. Many are amazed at what is taking place when the true situation is called to their attention.

Hence, it appears fitting on the occasion of this, the Third Congress on Large Dams, to inquire into the experience gained from the *Actual Use of Special Cements* and to seek a solution for the unsolved concrete problems now apparent in many dams.

BRIEF RÉSUMÉ OF SPECIAL CEMENTS USED IN LARGE DAMS

At the present time American Society for Testing Materials and U.S. Federal Specifications are available for five types of Portland cement. They are commonly referred to as Standard (Type I), Moderate Heat (II), High Early (III), Low Heat (IV), and Sulphate Resistant (V). Natural cement, which was the original cement used in the United States in the early 1800's,

\*Le béton des grands barrages, hier, aujourd'hui et demain.

is again coming into use in the States as a blend with Portland cement. Road and airport pavement has been the principal use for this blend in recent years. The natural-Portland blend with an air-entraining agent interground with the natural cement is now being considered for use in dams and other structures because of its favourable effect on placeability and bleeding. Magnolia-Portland (slag) cement blends have been used for many years in various structures in the south-eastern part of the United States for similar reasons. Portland-pozzolan cement has been used in the United States to a limited extent in recent years.

The experience in the United States with the cements noted above, in so far as use in dams is concerned, indicates that for the immediate future Type II "Moderate Heat" will be the popular cement for dam of moderate size, and Type IV "Low Heat" for a few of the larger dams. Low-heat cement concrete in the dams and on the testing racks throughout the United States has not shown such outstanding qualities as compared to moderate heat cement concrete as to be worthy of special consideration for dams of moderate height and yardage. Serious disintegration in concrete in recent years has modified our conception of what can be accomplished with cement alone relative to durability. The following statements of facts relative to the dams mentioned serve to mould the procedure for dam design in the immediate future in the Corps of Engineers.

*Elephant Butte Dam* was built by the Bureau of Reclamation between the spring of 1913 and the fall of 1916. The cement used was a sand-cement made of 52 per cent Portland cement and 48 per cent by weight pulverized sandstone. The sandstone was ground to pass a No. 20 sieve and then interground with the Portland cement until 90 per cent of the blend passed a No. 200 sieve. The interior concrete was a 1:2.8:5.45 mix not including plums or cobbles which constituted about 15 per cent of all masonry. The exterior (upstream face) concrete was a 1:1.7:3.85 mix by weight. Approximate water-cement ratios for interior and exterior mixes were 0.8 and 0.65 respectively by weight. After 31 years the concrete in the dam is in excellent condition with little disintegration on the downstream face, practically no major cracking either in the interior or on the exterior, and very little evidence of permeability in the concrete. This is a remarkable performance record for a 2-bag concrete mix.

*Arrowrock Dam* was built by the Bureau of Reclamation between November 1912 and December 1914. The cement used was a granite-cement made of 55 per cent Portland cement and 45 per cent by weight pulverized granite. The granite was ground to pass a No. 20 sieve and then interground with the Portland cement until 90 per cent of the blend passed the No. 200 sieve. The interior concrete was a 1:2.5:5.0:2.75 mix by volume using  $4\frac{1}{2}$  in. cobbles. The exterior concrete was a 1:2.0:4.0:2.5 mix by volume using per cent by volume of the granite-cement and 24 per cent of Portland cement (equivalent to 66 per cent Portland cement and 34 per cent granite). An examination of the dam about 1930 indicated that this 2-bag concrete structure compared very favourably in regard to watertightness to other dams built about the same time with Portland cement. The dam is exposed to a climate characterized by a wide range of temperature, freezing and thawing, and wetting and drying. Disintegration on the downstream face made it necessary in 1936 to cover the face with an 18 in. slab of concrete. Seepage through the dam was not a factor in the disintegration of the downstream face. Porosity of the lean granite-cement concrete coupled with daily cycles of freezing and thawing all winter resulted in a degree of surface non-durability that would not have been experienced with a more impervious face concrete. In view of the excellent performance record of the 2-bag mixture used in the interior

of both Elephant Butte and Arrowrock Dams, present-day mix design technique and the use air-entrainment should permit still better results relative to imperviousness and crack elimination in future dams.

*Morris Dam* was built by the City of Pasadena during 1932-34. The cement used in its construction was a low-heat cement. The interior mix concrete contained 0.95 barrel of cement per cubic yard of concrete and the exterior (upstream face) 1.10 barrels. In addition to the use of low-heat cement the schedule of placing was arranged so as to permit the maximum time for dissipation of heat from each lift before the succeeding lift was placed. For the thicker part of the dam the average interval between lifts was about 5 days. After 13 years the concrete in the dam is in excellent condition with little evidence of objectionable cracking, seepage through the concrete, or other disintegration such as alkali-aggregate reaction affecting so many dams in that region. The aggregates used in this concrete are all of granitic origin. One of the outstanding factors of this dam was the low slump, extremely harsh interior mix concrete. This, when coupled with the imperviousness of the dam as of today, is an excellent argument for the use of low water-cement ratios for interior mass mixes.

*Bonneville Dam* was built by the Corps of Engineers between 1934 and 1937. The cement used was Portland-pozzolan interground in the proportions of 75 per cent Portland clinker to 25 per cent calcined pozzolan. The interior mix contained 1.00 barrel of cement per cubic yard of concrete and the exterior 1.21 barrels. The water-cement ratios by weight were 0.63 and 0.58 respectively. After 10 years the concrete appears to be satisfactory from the standpoint of watertightness and cracking. The exterior surface, however, has not given satisfactory results as compared to surfaces constructed under similar conditions with Type II cement.

*Norris Dam* was built by the Tennessee Valley Authority between 1934 and 1937. The cement used was a modified Portland cement having a heat of hydration midway between very low-heat cement and standard Portland cement. One monolith in the dam was constructed with a blend of three-fourths of a barrel (No. 376) of modified cement with one-fourth of a barrel (No. 320) of Magnolia (slag) cement manufactured in Birmingham, Alabama. In so far as cracking is concerned, no advantage seems to accrue to the use of the Magnolia-Portland cement blend. The placing qualities of the interior mass concrete mix using a Magnolia-Portland blend may be somewhat superior to a straight Portland cement mix, but with the advent of air-entrainment the advantages of the blend from the standpoint of improving placing qualities have declined.

*Wolf Creek Dam* is now being built by the Corps of Engineers and when completed will contain about 1,250,000 yards of concrete. The aggregate for the concrete is being manufactured from limestone. The cement used in its construction is a blend of 75 per cent Type II Portland cement and 25 per cent natural cement batched separately at the mixer. Darex is interground with the natural cement in accordance with the purchase specification. The air-entrainment in the concrete resulting from this blend comes within the minimum specification limit of 3 per cent in the minus  $1\frac{1}{2}$  in. fraction of the mass concrete but is being supplemented by the addition of Darex (AEA) at the mixer to approach the upper specification limit of air-entrainment of 6 per cent. To date the use of this blend and air-entrainment has given very satisfactory results relative to improvement in the placing qualities of the concrete. The mortar has a tendency to stick to some aggregates better than a straight Portland cement mortar with air-entrainment. This is a valuable characteristic in that it prevents a good deal of segregation that is very objectionable in cobble rock mixes.



DETERIORATION OF CONCRETE IN DAMS BUILT IN THE PAST  
TWENTY-FIVE YEARS

The accelerated rate of deterioration in concrete structures in the United States built in the past twenty or twenty-five years is such as to call for an exhaustive analysis of *all* the causes of disintegration to the end that structures in which more than one baneful influence is at fault will be evaluated on an impartial basis and not blame one ingredient for all that has happened. Aggregate reactivity is of course to blame for an immense amount of deterioration, but thermal property differences and construction procedure have in many cases increased the trouble over what would have been in evidence due to reactivity alone.

Technical publications in recent years have made available a wealth of data on the so-called alkali-aggregate reactions in all classes of structures. Hence, it does not appear desirable in this article to go into any of the technical details involved in reactivity. However, it should be pointed out that this type of deterioration is now being experienced in many sections of the United States not previously classed as reactive territory.

The enormous expansion in the Public Works Program in the United States in recent years has undoubtedly been an important factor in producing so much deterioration in concrete. New and untried sources of concrete aggregates have been opened up overnight and concreting operations started in a short period of time without adequate investigation of the possible sources of supply and tests to prove which source within economic range is the most acceptable for long-time concrete durability.

Limestones, and to a certain extent dolomites, are causing as much trouble in concrete in certain parts of the United States as the so-called reactive aggregates. Many limestone quarries are operated on the theory that limited strata of unsuitable material, when shot down and mixed with the acceptable material, will be so well mixed as not to cause trouble in the concrete. This hypothesis, however, does not hold true and in too many cases the poor material finds its way into the concrete of the structure in such concentrations as to cause serious disintegration in undesirable places. Argillaceous limestone is particularly troublesome in this respect. Shaly, porous limestone is another fruitful source of later trouble, especially where both fine and coarse aggregates are being produced from it.

Porosity in the concrete due either to high water-cement ratio or to highly absorptive aggregates has resulted in some rather extensive and expensive repair work to stop the deterioration. In such cases as this, however, repairs to gravity dams will restore the dam and prolong its useful life, whereas in the case of multiple arch and other buttress type dams it is relatively difficult and expensive to correct deterioration of any type in the water face concrete member.

Thermal property differences are responsible for considerable surface disintegration that provides the cracks that are the entering wedges of later interior deterioration from percolating water and from frost action. A matrix with a coefficient of expansion of  $6$  or  $7 \times 10^{-6}$  (quartz) when combined with a coarse aggregate having a coefficient of  $2$  or  $3 \times 10^{-6}$  (limestone) or vice versa will not take many years of freezing and thawing cycles without showing the serious signs of distress indicated by the characteristic drop in the sonic modulus curve B in Fig. 1 as compared to curves A and C which are from identical concrete except that both fine and coarse aggregates are manufactured from the same material or from materials having similar coefficients.

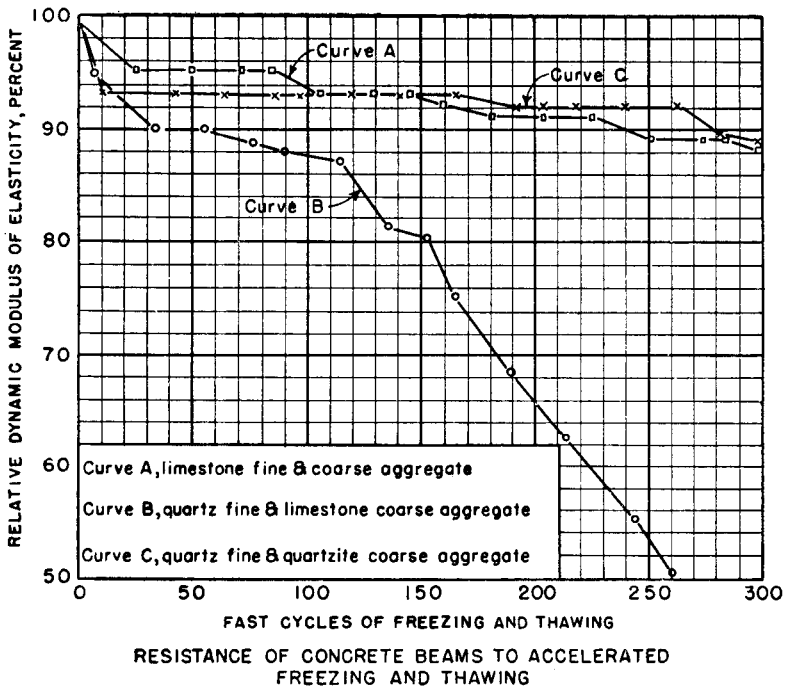


FIG. 1

Speed of construction and the consequent lack of proper placement and consolidation of concrete is becoming a serious menace to imperviousness and durability in concrete. Lack of proper consolidation, in corners and near the surface, when coupled with reactive or thermal property cracking at the surface creates channels through which the rainwater enters the mass and starts the work of deterioration. Six-inch cores drilled from spillway ogee crests having dense surface layers, but an improperly consolidated interior, revealed that water would run in the surface cracks created by reactivity and on down through the cylinder with little resistance.

There is abundant evidence of surface disintegration due to too high a water-cement ratio near the surface created by spading the surface and working the coarse aggregate back away from the forms, thus leaving at the forms nothing but what is commonly called "soupy concrete". This is a common fault whether placement is by hand spading or by vibration.

SPECIAL CEMENTS, CEMENT-BLENDS AND AIR-ENTRAINMENT FOR FUTURE DAMS

Special cements for large concrete structures came into use in an attempt to modify some of the basic weaknesses of concrete as a construction material. The low-heat cement plus artificial cooling used in the construction of Boulder Dam effected reduction of about 10°F. below what the temperature in the concrete after placement would have been had Type I cement and artificial cooling been used under identical conditions. Slower gain in strength and the lower rate of heat evolution due to the lower C<sub>3</sub>A and C<sub>3</sub>S percentages in Type IV cement, as compared to either Types I or II, undoubtedly contribute

to a reduction in the formation of cracks in massive structures, but there are so many other factors that must be considered in arriving at a decision on what type of cement to use for a certain structure that seldom is it practicable to decide in favour of Type IV cement unless there is sufficient quantity needed to warrant special arrangements for manufacture.

Of the five types of Portland cement now being produced in the United States, Type II has been used in dam and power house construction in recent years more than either Types I or IV. Type I is the all-purpose cement for the building trades and ordinary construction. Type II is the all-purpose cement for dams of moderate height and other massive concrete work of that nature. Type IV cement would probably be used more if readily available, but its limited usefulness and the lack of clear-cut positive proof of its need for any particular structure militates against its production and widespread use. The Portland-pozzolan cement used in Bonneville Dam has given very satisfactory results relative to watertightness and absence of cracks, but further use of this type of cement in the immediate future is not contemplated by the Corps of Engineers because of more satisfactory results obtained with other concrete mix designs, especially for exterior surfaces subject to severe weathering.

At the present time the Corps of Engineers is making an exhaustive study of different types of lean concrete mixes. A blend of from  $\frac{3}{8}$  to  $\frac{3}{4}$  Portland cement and  $\frac{1}{4}$  to  $\frac{1}{2}$  natural cement is receiving careful consideration both from the placeability and durability standpoints. This blend, when it includes air-entrainment, has given very satisfactory results in long-time durability tests of freezing and thawing.

The all-important feature for impermeable and durable concrete in dams of the future, be they large or small, is not strength. *It is durability over a long period of years.* To be durable the concrete must be as impermeable as it is practicable to make it. To be impermeable the volume change in the concrete and the resultant cracking must be reduced to the minimum economically practicable. To reduce volume change to the minimum practicable will necessitate that the following points be given due consideration throughout the concrete manufacturing process:

- Selection of aggregate
- Elimination of reactive aggregates
- Elimination of certain limestones and dolomites
- Elimination of aggregates having non-compatible thermal properties
- Improvement in sand grading and uniformity
- Mix design for impermeability and durability
- Reduction in cement content
- Reduction in water content
- Reduction in bleeding
- Use of air-entrainment
- Use of ice in concrete mixtures
- Close control of batching, mixing, placing and curing operations
- Monolithic dam construction

Each of these points is of value in the overall impermeability-durability accomplishment. In the following pages these points are discussed singly and in group combinations.

## SELECTION OF AGGREGATE

The selection of an acceptable aggregate for use in the construction of any important concrete hydraulic structure involves consideration of the following points:

- (a) Economic location of adequate quantities
- (b) Natural vs. manufactured aggregates
- (c) Necessary tests as a basis of acceptability

(a) *Economic Location of Adequate Quantities*

As soon as a project is definitely approved for construction, it is advisable to start investigations to locate acceptable sources of aggregate within economic range. Seldom is an acceptable source of aggregate—under present-day specification limits—available adjacent to the site of the work. Hence, the transportation of the raw or finished product is involved and various means of transportation such as railroad, barge, truck, aerial tram or belt conveyer may be a deciding factor on production costs. These studies take time, especially if a public carrier is involved, and rates must be negotiated.

(b) *Natural vs. Manufactured Aggregates*

The development of mechanical equipment, that has taken place in recent years in connection with the mining and quarrying industry, has eliminated many of the previous objections to manufactured aggregate. No longer is a manufactured aggregate looked upon as unacceptable because of harshness in the concrete due to poor particle shape and poor gradation. No longer is the cement content differential between natural and manufactured aggregates of any importance relative to the economic situation for mass concrete since as low a cement content as can be justified for use in concrete can be used successfully with manufactured aggregates. It is now economically possible to manufacture aggregates to the gradation desired and to obtain a uniformity in gradation that is not readily obtained with natural aggregates except in a very occasional pit. Natural aggregates that are equal in gradation and uniformity in gradation to manufactured aggregates will always be preferable, however, because of better workability and of the somewhat lower water content that can be used with well-rounded and smooth materials. Interior mass mixes of cobble-rock concrete using natural aggregates, air-entrainment and proper gradation of sand can be placed satisfactorily with 160 lb. of water per cubic yard of concrete, depending on the cement content, whereas the best of manufactured aggregates will require 10 per cent more water to be acceptable for continuous placement under conditions now more or less standard in the United States (see TABLE 3).

(c) *Necessary Tests as a Basis of Acceptability*

In the past, certain tests have been more or less standardized for use in accepting an aggregate for use in concrete. These tests have fallen so far short of giving the answer to acceptable materials for long-time durability in concrete that it has been necessary to entirely revamp the old procedure and set up a new procedure that will guarantee a more acceptable aggregate.

In the Corps of Engineers the following test procedure is now being used to eliminate unsatisfactory aggregates:

No.	TEST	PURPOSE
1.	Early petrographic analysis	To determine whether the material is suitable for further investigation
2.	Sodium and magnesium sulphate	This test is made solely as an indication of weakness in structural properties
3.	Specific gravity and absorption	An extremely important test for long-time durability, especially for reinforced concrete in salt water
4.	Abrasion	An indication of structural sufficiency for concrete for certain uses
5.	Mechanical analysis	Since the advent of air-entrainment an extremely important test for fine aggregate
6.	Thermal property study	The basis of durability or non-durability in many instances for aggregates that are otherwise structurally sound
7.	Thorough petrographic study	Necessary lest some weakness be overlooked
8.	Accelerated freezing and thawing at 12 cycles per day for not less than 800 cycles	To determine the trend of durability over say 100 years
9.	Heating and wetting, and cooling and drying	To simulate weathering conditions in non-freezing climates and to serve as a check on the F and T performance
10.	Petrographic study of concrete specimens subjected to tests 8 and 9	To determine what ingredients of the concrete may be primarily responsible for deterioration
11.	Alkali-aggregate reaction	To determine what degree of reactivity may be expected if it is necessary to use a potentially reactive material

When the available sources of supply have been put through the testing procedure noted above, one or more sources may not be acceptable because of some critical shortcoming that contributes to early deterioration in the concrete. Occasionally it is necessary to accept aggregates not up to a desirable standard because of the economic impracticability of bringing in acceptable aggregates. Generally, however, it is possible to obtain aggregates that, when combined in air-entrained concrete, will produce a concrete that, when frozen and thawed for 300 accelerated cycles in beams  $3\frac{1}{2} \times 4\frac{1}{2} \times 16$  in., give a performance record somewhat as indicated by curves A and C in Fig. 1 in which the modulus of elasticity at 300 cycles is above 80 per cent of its 9-day value.

#### ELIMINATION OF REACTIVE AGGREGATES

The objectionable performance resulting from the use of reactive aggregates makes it extremely desirable to eliminate such aggregates wherever

possible rather than to attempt to eliminate their objectionable performance by the control of chemical reactivity.

In some places this is not economically possible, but in many places it is possible and the additional cost not prohibitive.

All surfaces that are severely pattern-cracked are not the result of chemical reactions between the alkalis in the cement and the aggregates. The cracking may be due to thermal differences alone or to a combination of these factors.

#### ELIMINATION OF CERTAIN LIMESTONES AND DOLOMITES

In the evaluation of limestones and dolomites for use as concrete aggregates, the absorption, the clay content and the thermal properties are factors of prime importance. By and large argillaceous limestones or dolomites should not be used in concrete, especially if it is to be subjected to severe weathering. Fine-grained dense limestones generally give better results in accelerated freezing and thawing tests than coarsely crystalline limestones. Selective quarrying is necessary in many quarries to eliminate certain strata that are not acceptable for one reason or another. Interbedded thin shaly material can often be eliminated by a scalping screen following the primary crushing operation. Too much care is seldom used in the selection of limestone for concrete aggregates. Too little care is in evidence in the concrete structures built of limestone.

#### ELIMINATION OF AGGREGATES HAVING NON-COMPATIBLE THERMAL PROPERTIES

On the exposed surfaces of many concrete structures there is evidence that the ingredients of the concrete are not all working in unison. All the pattern cracking so much in evidence on many structures is not due to alkali reactivity, nor to too much water in the concrete mixture, nor to overfinishing. The curve data in Fig. 1 on coefficient of expansion are of interest relative to the ultimate durability of concrete surfaces.

Curve A in Fig. 1 is for concrete made from limestone fine and coarse aggregate. Curve B is for concrete made from quartz sand the limestone coarse aggregate used in "A" curve C is for concrete made from the quartz sand used in "B" and a quartzite coarse aggregate. The coefficient of expansion of the quartz and quartzite are of the order of  $6$  or  $7 \times 10^{-6}$ , while that of the limestone is of the order of  $3 \times 10^{-6}$ . Obviously the coarse aggregate and the matrix in curves "A" and "C" are working together and in curve B they are not. These curves are typical of freezing and thawing failures on account of differences in coefficient of expansion. Similar data on thermal diffusivity differences have been obtained and are believed responsible for lack of durability under certain circumstances.

What do these curves mean? They mean that the surface of a structure made from these aggregates and exposed to extreme daily variations in temperature, either high or low, is being subjected to alternate near-surface stresses that may be sufficient to break down the bond between matrix and coarse aggregate after a few hundred cycles and thus produce the incipient cracks that are the entering wedges of deterioration either from percolation of water or from frost action or both. These effects can be as detrimental in the tropical zone as in the temperate zone since movement of water through concrete slowly dissolves and disintegrates the cementing medium and produces unsightly surface deterioration.

In the construction of any important permanent hydraulic concrete structure that will retain water it is desirable to give careful consideration

to the thermal properties of *all* readily available aggregates and then select the most economical combination of fine and coarse aggregate that will give satisfactory durability under the range of temperature to be experienced by the structure.

#### IMPROVEMENT IN SAND GRADING AND UNIFORMITY

Concrete specifications for many years have called for a well-graded sand for concrete, but not until recently have the specification limits on sand been sufficiently definite to secure the gradation desired.

The durability and workability that is effected by the successful use of air-entrainment are largely responsible for the present required improvement in sand grading and in its uniformity. The fact that certain size fractions of sand improve the efficiency of air-entrainment, while other size fractions inhibit the entrainment of air and increase the demand for water has been a very potent force in securing the needed consideration of better methods for processing manufactured sand so as to obtain the optimum grading for air-entrainment and reduction in water content.

Table 1 illustrates the range of gradation produced by four different types of processing equipment used in the reduction of a quartzite rock to comply with a fine aggregate specification in use a few years ago. The ball mill product is nearly an ideal gradation for optimum air-entrainment and minimum water demand after the elimination of excess fines. The rod mill, the hammer mill and the roll crusher all produce a gradation that has too much material left between the Nos. 4 and 16 sieves. In order to produce the gradation now desired with any one of these pieces of equipment an excess of fines would result that would have to be eliminated either with an air separator or by hydraulic process. In the rod mill process about one-sixth of the total fine aggregate produced would have to be wasted as excess fines and in the ball mill about one-third.

**TABLE 1 — GRADATION PRODUCED BY FOUR DIFFERENT TYPES OF FINE AGGREGATE-PRODUCING EQUIPMENT**

SIEVE SIZE	ROD MILL	HAMMER MILL	ROLL CRUSHER	BALL MILL
3M to No. 4	0	0	0.4	4.3
4 to 8	14.5	19.4	13.6	14.1
8 to 16	25.5	22.0	32.4	11.6
16 to 30	24.9	22.9	23.6	21.5
30 to 50	15.4	15.4	11.6	22.8
50 to 100	9.2	9.8	6.9	17.7
100 to 200	6.1	6.7	5.7	8.0
Minus 200	4.4	3.8	5.8	0.0
Fineness modulus	2.89	2.94	3.01	2.71

Table 1a illustrates the range of gradation produced by different types of processing equipment used in the reduction of a granite rock to comply with the fine aggregate specification shown. It should be noted (1) that the rod mill product ( wet process ) was passed through the spiral classifier ( wet process ) to secure the finished sand, (2) that the rod mill product ( dry process ) was passed through the air separator to secure the finished sand, and (3) that the ball mill, the pulverator, and the roll crusher products are not finished sands, and would have to be classified to eliminate the excess fines.

TABLE 1a  
*Sands manufactured from granite by different processes*

Specification			Rod Mill Discharge Wet Process	Spiral Classifier Composite Sand	Rod Mill Discharge Dry Process	Air Separator Product	Ball Mill Discharge Open Circuit Dry	Pulverator Discharge 1/2" Bors Dry	24" x 12" Roll Crusher Discharge
Sieve Designation U.S. Standard Square Mesh	Percent by Weight and Tolerance								
Pass.	Ret'd.								
—	No. 4	0	0.8	2.1	0.3	0.2	0.0	2.5	0.0
No. 4	8	10 ± 2.5 ± 3	4.2	8.0	3.7	5.1	17.0	9.9	21.6
8	16	15	13.7	19.5	15.2	20.0	16.2	16.7	27.7
16	30	25 ± 5	20.0	21.0	17.6	20.4	14.7	17.3	15.6
30	50	25 ± 4.2 ± 5	19.2	21.3	19.0	24.3	16.7	18.2	12.3
50	100	17	17.6	17.8	17.0	18.9	16.6	17.3	11.4
100	200	5 ± 8 ± 2	24.5	10.3	13.4	9.6	9.2	9.7	6.0
200	—	3	24.5	10.3	13.8	1.5	9.6	8.4	5.4

↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑  
Take note of these comparisons

Every rock, however, has its own peculiar characteristics relative to reduction, and hence actual trial runs under job conditions must be made as a basis for aggregate plant design.

Obtaining uniformity in manufactured sand does not seem to be a problem. The variation in gradation is not great from hour to hour or from day to day. The problem is to select equipment that will produce economically and on a commercial scale the gradation desired. Flexibility in the plant and ample room to install, if necessary, several different types of reduction and processing equipment is mandatory. Ample time must be allowed to perfect the aggregate manufacturing process before concreting operations start.

### MIX DESIGN FOR IMPERMEABILITY AND DURABILITY

Experience in the laboratory and on the job has demonstrated that in order to capitalize on the value of air-entrainment for both workability and durability in mass concrete, the sand must be graded so as to (1) entrain air readily with a reasonable amount of air-entraining admixture, and (2) produce the necessary workability for satisfactory placement with the minimum amount of water. Unless the sand complies with the intent of the grading specification shown in Table 3, the satisfactory control of the air content becomes difficult, if not impossible, on many jobs. Increasing the minus 100 material over the limit shown results in inhibiting entrainment of air and in increasing the demand for water. The summations shown for the Nos. 4-16 and the 30-100 sieves are a necessary feature of the gradation but the variation on the individual sieves is not too critical. If the sum of the percentages between the No. 30 and 100 sieves is not high, the entrainment of air is inhibited and the demand for water increased. If the sum of the percentages between the Nos. 4 and 16 sieves is not low, the mix is harsh and the demand for water is increased.



Compliance with the sand grading specification previously mentioned and the use of air-entrainment have permitted the redesign of mass concrete mixes so as to retain low water-cement ratios with reduced cement content and thus to reduce volume change due to loss of heat and also the attendant cracking that takes place with large volume changes either at the surface or in the interior. All this can be accomplished with sufficiently low water-cement ratios to insure a reasonable degree of impermeability and durability, if the basic data in the design chart Table 3 is used as a starting-point for the job mix design and such plus and minus departures in individual quantities made therefrom as are necessary because of local conditions peculiar to each job.

Low water-cement ratios in the leaner mixes are necessary in order to maintain durability, strength, the desired degree of impermeability, and to prevent the accumulation of a high water-cement ratio film on the under side of cobbles and large particles of gravel. In drilling 6, 8 and 10 in. diameter cores out of dams the outstanding fact is that, even when the bond on the under side of large gravel and cobbles looks good, it takes relatively few cycles of freezing and thawing of the core to break the bond on the under side, and it takes many, many times that number of cycles to break the bond

TABLE 2 — NATURAL AGGREGATE CONCRETE MIX DESIGN STUDY

Mix design No.	1	2	3	
Cement bags per cu. yd. (nom.)	2.4	2.4	2.4	
W/C gals. per bag	9.2	7.8	8.5	
W/C by weight	0.82	0.69	0.75	
Slump, inches	1 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	
% air-entrained — 6" agg.	0.9	3.9	1.8	
% air-entrained — 3" agg.	1.0	4.5	2.3	
% air-entrained — 1 $\frac{1}{2}$ " agg.	1.4	6.2	2.9	
% Vinsol resin (neutralized)	0.0	0.015	0.015	
7 day p.s.i.	1850	1620	2000	
28 day p.s.i. (8" x 16" cyl.)	3130	2540	3320	
Ratio of fine to total agg., %	27.7	24.4	23.0	
1 cu. yd. batch weights in lb.	{ Cement	227.0	228.5	228.2
	{ Water (total)	186	158	171
	{ — 100 mesh material	171	0	172
	{ 0 to No. 4	903	955	730
	{ 4 to $\frac{3}{4}$ "	590	622	630
	{ $\frac{3}{4}$ " to 1 $\frac{1}{2}$ "	568	590	598
	{ 1 $\frac{1}{2}$ " to 3"	812	860	872
	{ 3" to 6"	835	882	910
Sand grading used	{ $\frac{3}{8}$ " to No. 4	1.5	1.8	1.4
	{ 4 to 8	14.3	17.1	13.9
	{ 8 to 16	8.2	9.7	7.9
	{ 16 to 30	19.6	23.2	18.8
	{ 30 to 50	23.6	28.1	22.8
	{ 50 to 100	13.2	15.8	12.8
	{ — 100	19.6	4.3	22.4
Fineness modulus	2.32	2.77	2.24	

on the top side. In other words, the matrix on the top side of a cobble is representative of the mix design proportions of the mass as a whole. The water content is low. Settlement has closed what water channels may have been created by bleeding, and the mass on top of the cobbles is relatively much more impermeable than the mass on the under side. Concrete that is just right as to the proportion and gradation of its ingredients, and the method of placement, will not show this marked difference between the top and bottom side of a cobble. Concrete that is deposited in units of the proper size from controllable bottom dump buckets and then vibrated only a sufficient amount to accomplish consolidation (not flow within the mass for lateral transportation) will be as near impermeable as required for practicable purposes. Too many dams built in the past twenty-five years and even in the past ten years now show serious signs of lack of impermeability.

In Table 2 is shown an excellent illustration of what happens to an interior mass concrete mix with and without air-entrainment when too much minus 100 material is included in the mixture. In column 1 no air-entraining agent is added, the air content of the concrete is normal at about 1 per cent. The minus 100 material substituted for part of the plus 100 sand has upset the desired sand grading and increased the demand for water to 183 lb. In column 2 the desired sand grading and the addition of 0.15 per cent neutralized Vinsol resin has resulted in the entrainment of the maximum amount of air desirable, the reduction of the water content to 158 lb. per cu. yd. of concrete, and a decrease in the water-cement ratio to 0.69. In column 3 the substitution of minus 100 material for part of the plus 100 sand has resulted in inhibiting the air content to what is considered too low a value for satisfactory durability, and in increasing the demand for water to 171 lb. The strengths shown should be noted. Further adjustment in the mix ingredients in column 2 would increase the strength values and still not sacrifice the advantages gained over the mixes in columns 2 and 3. This chart shows how easy it is to get the results desired when the sand grading is satisfactory as noted in column 2, and what objectionable results happen when the sand grading is upset by too much fines. The sand gradation shown in column 2 is a 50-50 blend of two natural sands adjacent to a dam now under construction.

In the leaner mass concrete mixes used in the interior of dams, percolating water finds passage mainly through (1) inter-sand voids, the size of the voids increasing rapidly with water-cement ratios over 0.4-0.5 by weight, and (2) voids in the high water-cement ratio film so often found on the under side of large gravel and cobbles. The unit rate of permeability curves for cobble rock concrete indicates that for a water-cement ratio of 0.7 the rate is three times that for a water-cement ratio of 0.6. For a water-cement ratio of 0.8 it is eight times the value for a water-cement ratio of 0.6. Hence, it appears mandatory that to be on the safe side for reasonable impermeability over a long period of years, the water-cement ratio for the leaner interior mixes should be given careful study and maintained at as low a value as is economically practicable.

A water-cement ratio of 0.7 for the lean interior mixes is possible if the sand is graded for minimum water demand, if both fine and coarse aggregate particle shape is roughly cubical, and if the four sizes of coarse aggregate together with the sand are proportioned for minimum water demand. The latter means that the largest amount of the larger sizes of coarse aggregate and the smallest practicable amount of the minus 100 sand must be used. Some minus 100 and minus 200 mesh sand is necessary but as the percentage of the minus 100 and 200 fractions increases, the water demand also increases,

**TABLE 3 — TRIAL MASS CONCRETE MIX DESIGN WITH AIR-ENTRAINMENT**

Cement bags per cu. yd.	2	2½	3	4	
W/C by weight	0.8	0.68	0.6	0.5	
Slump, inches	2	2	2	2	
% air minus 1½" part of mix	3.6	3.6	3.6	3.6	
Ratio of fine to total agg., %	25	25	25	25	
Pounds of material for 1 cu. yd. of concrete	Cement	188	235	282	376
	Water	150	160	170	188
	Fine agg., 0 to No. 4	920	900	880	850
	Coarse agg., No. 4 to ¾"	500	500	500	500
	¾" to 1½"	600	600	600	600
	1½" to 3"	800	780	750	700
	3" to 6"	950	920	890	860
Fine aggregate grading recommended	¾" to No. 4		0		
	4 to 8		10	} = 25 ± 3	
	8 to 16		15		
	16 to 30		25		± 5
	30 to 50		25	} = 42 ± 5	
	50 to 100		17		
100 to 200		5	} = 8 ± 2		
— 200		3			

Nicety of balance in the proportioning of the ingredients of the leaner mixes is the keynote to successful reduction in cement and water content.

### REDUCTION IN CEMENT CONTENT

If the generation of heat in the cement hydration process could be eliminated, volume change due to this phenomenon would be non-existent. But since this is not possible, the alternative is to reduce the generation of heat to the minimum practicable. This reduction can be accomplished by (1) the modification of the technical specification for the manufacture of the cement, (2) placing concrete slower and in thinner lifts, and (3) designing acceptable interior concrete mixes with low unit cement content.

For the interior of the dam the reduction of unit cement content is the preferable method of heat elimination since it can be practised under nearly all circumstances, whereas delayed construction suggested in (2) is not popular on any job, and a cement modified as suggested in (1) is not readily available like Types I and II are in nearly any locality.

Strength, in so far as cement content is concerned, should not be a controlling factor in the design of any interior or exterior mass concrete mix since at least 2,000 p.s.i. at 28 days, even with 2-bags of cement, can be obtained with close control and the use of Type II cement. The necessity for more 28-day strength than this, providing the concrete is relatively impermeable and durable, is open to serious question.

Arrowrock and Elephant Butte Dams constructed with the so-called sand-cement, in which the Portland cement content per cubic yard of concrete

was approximately 2-bags, give excellent evidence after twenty years of service that 2-bag interior mixes can be designed so as to be ample for watertightness for dams of moderate height if the interior mix is properly handled and protected with a surface layer of more impervious concrete. For the past several years the Corps of Engineers has been using 3.5 and 3-bag mixes for the interior mass in concrete dams, the outside mixes being 4.5 and 4-bag respectively.

There has been considerable agitation in recent years to capitalize on the Arrowrock-Elephant Butte experience and substitute rock fines for Portland cement for the purpose of reduction in heat generation and the resulting volume change. This move was gaining favour before the value of air-entrainment was appreciated. The interior mix for Norfolk Dam was a 3-bag mix containing 80 lb. of graded rock fines per yard of concrete.

Since the advent of air-entrainment, the use of rock fines to reduce cement content and thus eliminate heat of hydration and some volume change does not appear to be the proper procedure. Cement can be saved by using rock fines (minus 100 material) but the water-cement ratio is greatly increased. This is very objectionable from the standpoint of impermeability and durability. With the use of air-entrainment the saving in cement is the same, the water-cement ratio is decreased instead of increasing and the durability and impermeability are materially improved. Rock fines inhibit the entrainment of air and take up as much water as cement. Hence, instead of using minus 100 mesh rock fines, the fine aggregate must be a well-graded material with a high percentage between the No. 30 and 100 sieves and a low percentage passing the 100 sieve. When a substitution such as this is made for rock fines, the minimum water-cement ratio and the maximum impermeability and durability are obtained.

#### REDUCTION IN WATER CONTENT

The water-cement ratio law is just as applicable to interior mass mix concrete for high dams as it is to pavement or other concrete with a high cement content, but it is relatively much more difficult to obtain satisfactory placement and still maintain a low water content in lean mixes in which 6 in. cobbles are incorporated than it is in mixes using only  $1\frac{1}{2}$  in. or 2 in. maximum size aggregate. Both types of concrete must be sufficiently plastic to consolidate readily. There is no other type of concrete mixture that requires the skill and careful inspection required by interior mass concrete mixes containing cobble rock. There are eight separate ingredients in an interior mass mix to keep so proportioned that the mixture will be plastic, that the air content will be ample, and that the water content will be the minimum practicable at all times. Uniformity of gradation and particle shape of the aggregates play an extremely important role in the water demand of the mix. Slight variations in the sand grading, especially a sudden increase in the minus 100 fraction of the sand, may render an acceptable mix non-plastic and so dry as to be extremely difficult to place satisfactorily when deposited in large units such as results from the use of a cableway and 8 cu. yd. concrete buckets.

#### REDUCTION IN BLEEDING

Bleeding in concrete is objectionable because it leaves open watercourses, thus providing the means for future movement of water into the concrete and for destructive frost action. This is particularly undesirable for exposed horizontal surfaces in climates subject to frequent cycles of freezing and

thawing. In interior mass concrete, especially in cobble rock mixes, bleeding produces high water-cement ratio films on the under side of large gravel and cobbles, thus creating easy pathways for the slow movement of water through the mass.

The use of entrained air and the sand grading desired for optimum air-entrainment has a decidedly beneficial effect in reducing both types of bleeding noted above.

Why does entrained air reduce or eliminate bleeding? This is too deep a subject to be discussed further in a paper of this length, but for those who are interested there are considerable data available in the technical press on this subject.

#### USE OF AIR-ENTRAINMENT

There is no longer any question in the United States relative to the value of air-entrainment, either for increasing the placeability of concrete or for increasing its durability.

The question relative to the use of air-entrainment that has not yet been satisfactorily solved is how best to introduce the air content into the concrete. This is a moot question and has not yet been given adequate study. There are two schools of thought on this matter. One insists that the air-entraining agent must be added at the mixer, so that the percentage of entrained air can be properly controlled; and the other prefers to see the agent interground with the cement at the mill, so that every batch of concrete will be more placeable than non-air-entraining concrete and will contain at least a reasonable amount of entrained air. A compromise in which all cement would contain sufficient interground air to guarantee satisfactory placeability would be preferable to no interground agent. Additional agent could then be added at this mixer to obtain the total air content desired.

Theoretically the argument for adding the air at the mixer is sound; but in practice the nicety of control of air percentages in the concrete by adding the agent at the mixer is lost if the gradation in the sand varies from batch to batch as is frequently the case. When the sand grading approaches the optimum relative to maximum air desired and minimum water requirement, considerable variation in the agent added produces small variations in the percentage of air. The converse of this is also true if the sand is not properly graded and uniform, it is very difficult and in many cases impossible to adjust the quantity of agent added at the mixer so as to keep the air content in the mix reasonably uniform.

One of the excellent reasons for using cement with interground air is that there is then *never a batch* but what has satisfactory placeability, whereas when added at the mixer, some batches do not contain *any agent* and are most difficult to place. A cobble rock mass mix designed for air-entrainment is under-sanded and so harsh without air as to be difficult to place and consolidate satisfactorily without over-vibration and all its attendant ill effects.

The Corps of Engineers has placed to date about  $2\frac{1}{2}$  million cu. yd. of air-entrained concrete. Of this yardage roughly 30 per cent has been airport pavement; 52 per cent has been mass concrete in dams; and 18 per cent miscellaneous structures such as retaining walls on river channels, locks and dams, and other river and harbour improvements. The proportion of interground air-entraining agent to added-at-the-mixer agent is approximately 50:50. The proportion of Vinsol resin used to Darex is roughly 31:69 per cent.

The outstanding experience in the Corps of Engineers, relative to the value air-entrainment contributes to durability in concrete, is to be found in the test records of concrete specimens at Treat Island, Maine. In October 1940, 273 specimens ( $6 \times 6 \times 48$  in.) were placed on the exposure rack at mean tide elevation. The combination of air and water temperatures at this location creates a condition in which specimens at the mean tide elevation are thawed in sea water to a temperature of about  $37^{\circ}\text{F}$ , when covered by high tide, and are frozen in air to a temperature between  $-10^{\circ}$  and  $28^{\circ}\text{F}$ ., when exposed at low tide. The change from the frozen to the thawed condition and vice versa is extremely rapid adding severe thermal shock to frequent frost action. The number of cycles during each winter varies from about 100 to as high as 180.

The 273 original specimens represented 52 Portland cements collected from 47 mills distributed over the United States and were made with the same basic mix design ( $W/C = 6.0$  g.p.b.; cement = 5.1 bags per cu. yd.). The aggregate was quartz sand and gravel (1 in. max.). Twenty-three of the 273 specimens contained an air-entraining agent interground with the cement (*see* TABLE 4).

TABLE 4

SERIAL NUMBER OF SPECIMENS	TYPE OF AIR-ENTRAINING AGENT	QUANTITY (AS CHLOROFORM-SOLUBLE MATTER) IN %
E- 3	Beef tallow	0.042
E-12	Oil, containing organic matter (leaked from bearing in clinker grinding mill)	0.029
E-32	Beef tallow	0.021
E-39	Vinsol resin	0.065
E-60	Vinsol resin	0.098
E-61	Vinsol resin, plus Aquagel, soap- stock and diatomaceous earth	0.056

Slightly over 1,000 cycles of freezing and thawing have now been experienced by these original air-entrained specimens in eight winters. The specimens still indicate excellent durability with relative moduli of elasticity of well above 100 per cent of their 28-day value.

The percentage of entrained air in each type of cement is not known but it is proposed to make a careful study under the microscope of the percentages of air in these specimens when funds are available for such work. It can be concluded, however, that the hair-splitting accuracy of air control now visualized as mandatory by many concrete technicians was not then obtained and yet the specimen are still in excellent shape under the most exacting test procedure in nature known to the writer.

#### USE OF ICE IN CONCRETE MIXTURES

Control of the placing temperature is now recognized as one of the important factors in the reduction of the maximum temperature in the interior of the mass. Modern refrigeration equipment has been perfected to the point that standard ice-making units can be purchased and installed as a

part of the concrete plant in the same manner as for any other piece of concrete plant equipment. The use of ice in the mix has many advantages and few disadvantages.

Chip ice that will melt in the mixer during the mixing time is batched dry the same as gravel. If the aggregates are processed dry, all the necessary mixing water can be introduced as ice, if necessary, to meet high peak temperatures.

The reduction in placing temperature of the concrete obtained by the use of ice in the mix is of material benefit in reducing cracking due to the loss of the heat as the concrete cools. If the difference between the mean annual temperature for a dam and the maximum temperature obtained in the concrete during hydration is only 25° or 30°, there is an excellent chance of avoiding major cracks.

Fort Gibson Dam at Muskogee, Oklahoma, is now being constructed by the Corps of Engineers. Mass concrete placing was started in August 1947 and by November over 50,000 yd. had been placed. The concrete plant is a modern plant equipped with 4-2 cu. yd. tilting type Koehring mixers, Johnson batching equipment and Vogt automatic ice machines. During extremely hot weather (88°-99°) 150 lb. of ice per yard of concrete was used in all mixes. The remainder of the water content was cooled to 36°-38°F. The aggregates were manufactured dry. Ambient temperature during the extremely hot season varied from 78° at night to 102°F. during the day time.

Concrete temperatures at the forms in extremely hot weather varied from 52° to 61°F. The temperature of the aggregate varied from 80° to 95°F. in extreme hot weather and was usually 5°-15° lower than the ambient temperature depending on the position of the aggregates in the stock pile. The water-cement ratio of the interior 3-5-bag mix is 6-62 by weight and of the exterior 4-5-bag mix is 0-54. Air-entrainment (Darex AEA) is used in all mixes.

In order to secure maximum benefits in the elimination of volume change and its unwanted results, the following specification on placing temperatures is used by the Corps of Engineers:

*Placing Temperature* — Concrete shall not be placed when the ambient temperature is below 35°F. unless specially approved, nor when the concrete without special protection is likely to be subjected to freezing temperatures before final set has occurred. If concrete is placed when the temperature is below 35°F., such placement will be directed by the contracting officer in writing and the materials shall be heated in such a manner that they will be free of ice, snow and frozen lumps before entering the mixer. All methods and equipment for heating shall be subject to the approval of the contracting officer. Heating of the mixing water and aggregate shall not be performed until the temperature of the concrete has decreased to 40°F.

“Concrete, when deposited in the forms, shall have a temperature of not more than —°F. (proper temperature for each dam site is inserted in blank space), and not less than 40°F. with the provision that refrigeration of the mixing water and the use of chip ice shall be carried on at all seasons until the concrete temperature, when placed in the forms, decreases to not more than 50°F. The intent of this paragraph is to insure that whatever concrete is placed shall at all times be controlled to a maximum of —°F. (see above), and to as much lower than —°F. but still more than 50°F. as the maximum capacity of the ice plant provided by the contractor at the site will permit.

Concrete placement will not be permitted when, in the opinion of the contracting officer, the sun, heat, wind, or humidity prevents proper placement and consolidation."

#### CLOSE CONTROL OF BATCHING, MIXING, PLACING AND CURING OPERATIONS

The batching operation is only one of the links in an intricate concrete manufacturing process, but whatever is batched into the mixer cannot be changed, and unless close supervision is maintained over the batching of water, for instance, too many batches containing excessive water are the result. The average concrete inspector holds the mix slightly on the wet side. The result of this procedure is sloppy concrete next to the forms and in the corners in too many cases. If the surface looks good when the forms are stripped, everybody wears an air of satisfaction. If the surface is not satisfactory, the mix gets more water the next time.

It takes time and costs money to use a little additional care in placing concrete against the outside forms and in the corners so as to have concrete in these critical places that is representative of the mix as designed. It is worth the cost but it is rarely ever done.

Porous concrete immediately underneath the skin-finish on sloping surfaces of ogee crests and the downstream side of dams is a chronic condition that is due to improper consolidation, which in turn is due to depositing the concrete in such large units that it cannot be consolidated so as to obtain reasonable impermeability. Cracks in the skin-finish due to any one of many causes soon lets the surface drainage run into the interior of the porous mass and then to reappear lower down on the slope carrying with it dissolved portions of the cementing medium. The result is familiar to everyone, but everyone does not recognize and appreciate the why. If 6 or 8 in. cores are drilled out of this concrete and permeability tests conducted on the cores, the relative permeability and impermeability of proper and improper placement and consolidation will be readily apparent. Too much haste, too much water, and too little consideration of all phases of concrete manufacture are depriving many a dam of the quality concrete it could easily have had with a little more care at critical times and places.

Much has been written about the adequate curing of concrete but little has ever been done about it. The specifications provide for adequate curing but somehow or other when you walk unto the job unannounced, there are too many green concrete surfaces only a few hours old drying out in the sunlight during the noon hour for instance. All of these points help to reduce, not improve, the durability and impermeability of the product. The first few days, and especially the first few hours, are extremely important in the development of crack-free durable surfaces.

#### MONOLITHIC DAM CONSTRUCTION

It is believed that much of the trouble with water finding its way through a dam, and all the attendant objectionable results could be eliminated if the dam were built as a continuous mass from the upstream to the downstream face and from abutment to abutment, under some such procedure as was recently used by the Prepakt Company in the repair of Barker Dam in Colorado. Prepakt concrete is obtained by placing graded coarse aggregate in the forms and then injecting a specially designed mortar into the voids through perforated piper buried in the aggregate. The mass of graded gravel, when grouted, cannot shrink as the heat of hydration is lost because the gravel particles are in surface contact. If the cement content of the grout



is low, the heat of setting will not be so high as to produce undesirable volume change in the expanding and contracting cycles due to temperature changes. Transverse joints through the dam that admit water into the interior of the mass, and thence out along lift joints that are open at the surface on the downstream face will be eliminated under this type of construction.

### CONCLUSIONS

Special cements and chemical control of the concrete-ingredient reactions may help to solve some of the unsolved critical problems in concrete dam construction, but the answer to most future problems relative to concrete in high dam is in increased durability in the concrete, and is to be found in the following procedure:

- (a) In the interest of reduced volume change and attendant crack reduction, eliminate the maximum amount of heat generation practicable by reducing the cement content per cubic yard to as low an amount as will still produce concrete having satisfactory water-cement ratio and strength limits.
- (b) Investigate blends of cements that will improve the qualities of placeability and directly or indirectly improve the durability over a long period of years.
- (c) Use aggregates that are devoid of reactive characteristics, even if both fine and coarse aggregate must be manufactured when ample slightly reactive natural aggregate of excellent structural properties are available.
- (d) Reduce the water content per cubic yard of concrete to a minimum by producing sand approximately in accordance with the gradation shown in the chart of Table 3, and design air-entraining concrete mixtures approximately in accordance with the ingredient weights per cubic yard shown in that chart.
- (e) Control the maximum temperature in the concrete by batching a high percentage of the mixing water as ice and the remainder of the mixing water at 35°F.

The above procedure will produce concrete in which the overall volume change is reduced to a minimum. Under this procedure the drop in temperature from the maximum to mean annual will not be sufficient to cause the usual cracks that accompany high interior temperatures. Unless the above suggested procedure is followed, the loss of the heat of hydration plus the loss of the initial aggregate temperature difference between mean annual and the summer temperature at time of placing is in most instances too great a temperature change in the concrete immediately adjacent to the surface to prevent incipient cracks that later develop into major cracks and resulting deterioration of the concrete.

### SUMMARY

Since the formation of the International Commission on Large Dams in 1928, and especially since the second meeting in 1936, disintegration in concrete has modified the conception of concrete engineers relative to the importance of the various ingredients in concrete. A survey of the dams built in recent years has led to the conclusion that in so far as the cement

content is concerned one of the most important features of dam design for future consideration is the elimination of volume change with its attendant cracking. This can best be accomplished by the reduction in cement content and the use of refrigeration in the manufacture of the concrete. The accelerated rate of deterioration in concrete structures throughout the United States in the past twenty-five years calls for an exhaustive analysis of all the causes of deterioration rather than too much highly specialized investigations of one or two particular shortcomings in the concrete. In other words, what concrete, by and large, needs is to be investigated by clinic methods in much the same manner as a human being is treated under modern methods of diagnosis.

In the past, certain standardized tests were developed as acceptance tests for the various ingredients of concrete, and were used more or less blindly until the resulting concrete product has proven conclusively that the tests were so drastically inadequate as to demand reconsideration. It is now recognized that an entirely new technique of investigation should be substituted for the old if we are to avoid in the future the pitfalls in the past. Reduction in volume change and the attendant cracks which are the entering wedges of future deterioration demands that the cement and water contents per cubic yard be reduced; the sand grading and its uniformity be improved so as to capitalize on the value of air-entrainment and reduction in bleeding; that more care shall be used in the selection of the aggregate to avoid all types of deterioration such as are now in evidence from reactive aggregate troubles, non-compatible thermal properties and the early deterioration due to argillaceous limestones and dolomites. Refrigeration of the mixing water and the use of ice in the mixture will play an important part in the control of the initial and final temperatures of concrete in the future. Monolithic dam construction (Prepakt concrete), such as used in the repair of Barker Dam, offers some attractive possibilities in avoiding many of the basic weaknesses that are all too evident in dams constructed in the past twenty-five years.

#### R É S U M É

Depuis la formation de la Commission Internationale des grands barrages en 1928, et particulièrement depuis la seconde conférence en 1936, la désintégration dans le béton a modifié les idées des spécialistes sur l'importance des divers constituants du béton. Une enquête sur les barrages construits récemment a conduit à la conclusion que, en ce qui concerne la teneur en ciment, un des facteurs les plus importants pour les projets futurs est l'élimination des variations de volumes et les fissures qui en résultent. Pour cela, le meilleur moyen est de réduire la teneur en ciment et de refroidir le béton lors de sa fabrication. Le taux accéléré de détérioration d'ouvrages américains dans les 25 dernières années appelle une étude complète de toutes les causes de détérioration plutôt que des enquêtes trop particulières sur un ou deux accidents déterminés. En d'autres termes, ce que le béton exige c'est d'être étudié suivant des méthodes cliniques exactement comme un être humain est traité par les méthodes modernes de diagnose.

Dans le passé, certains essais standards furent développés pour la réception des différents constituants du béton et furent utilisés plus ou moins aveuglément, jusqu'à ce que le béton obtenu ait finalement montré que ces essais étaient si mal appropriés qu'il fallait les reviser. Il est reconnu main-

tenant qu'une technique d'investigation entièrement nouvelle devrait être substituée à l'ancienne si l'on veut éviter plus tard les embûches du passé. Le retrait et les fissures qui en résultent, amorces des futures détériorations, exigent une réduction de la teneur en eau et en ciment par yard-cube, une amélioration de la granulométrie du sable et de son uniformité en vue de tirer profit de l'entraînement d'air et de la réduction de la quantité d'eau apparaissant en surface ( par suite du tassement des agrégats avant la prise ), un soin plus grand dans la sélection des agrégats pour éviter toutes sortes de détériorations telles que celles mises actuellement en évidence par les agrégats actifs, les propriétés thermiques incompatibles et la détérioration prématurée due aux calcaires argileux et dolomies. Le refroidissement et l'emploi de glace dans le mélange vont jouer un rôle important dans le contrôle futur des températures initiales et finales au cours du gâchage. La construction de barrage monolithique comme dans le cas de la réparation du Barker Dam offre des possibilités intéressantes en évitant bien des faiblesses fondamentales, maintenant trop évidentes dans les barrages construits au cours des vingt-cinq dernières années.

QUESTION N° II

MEISSNER  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

**EXPANSIVE CRACKING IN CONCRETE DAMS CAUSED BY  
REACTIVE AGGREGATE AND HIGH-ALKALI CEMENT\***

HARMON S. MEISSNER

*Research Engineer, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U.S.A.*

A large number of concrete dams in the United States have displayed conspicuous cracks, forming a random pattern. An example of this type of deterioration is illustrated in Fig. 1, which shows typical wide cracks on the surface of the concrete of Stewart Mountain Dam in Arizona. Although cracking of this nature has frequently been observed, its cause and origin have generally been obscure. In a few instances similar trouble has been related to the use of unsound cement. Recently, however, a new explanation has appeared, showing that much of it is due to the use of reactive aggregate in combination with cement of high-alkali content.

Observations and measurements, made on such concrete by means of strain gauges, and attached measuring devices, have established that the concrete is growing and expanding. Such growth has further evidenced itself in the misalignment and displacement of turbines and generators in some power houses and in the breaking of guide vanes and speed rings embedded in the expanding concrete.<sup>1</sup> Parker Dam, built by the Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior, on the Colorado River, between the States of California and Arizona, is the most notable example of a structure suffering from this type of expansive cracking.<sup>2</sup> However, this ailment is not confined to the concrete in dams and hydraulic structures alone, but has been noted in highway paving slabs and bridges as well.<sup>3</sup>

Thomas E. Stanton, Materials and Research Engineer for the California State Highways, first associated this type of cracking with the use of cement

---

\*Fissures d'expansion dans les barrages en béton, causées par des agrégats acides et des ciments à hautes teneurs en alcalis.

1. Investigation of Causes of Delayed Expansion of Concrete in Buck Hydroelectric Plant, by H. Q. KAMMER and R. W. CARLSON, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 37 (1941), p. 665.

2. Cracking in Concrete Due to Expansive Reaction Between Aggregate and High-alkali Cement as Evidenced in Parker Dam, by H. S. MEISSNER, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 37 (1941), p. 549.

3. Evidence in Washington of Deterioration of Concrete through Reactions Between Aggregates and High-alkali Cements, by BAILEY TREMPER, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 37 (1941), p. 673.

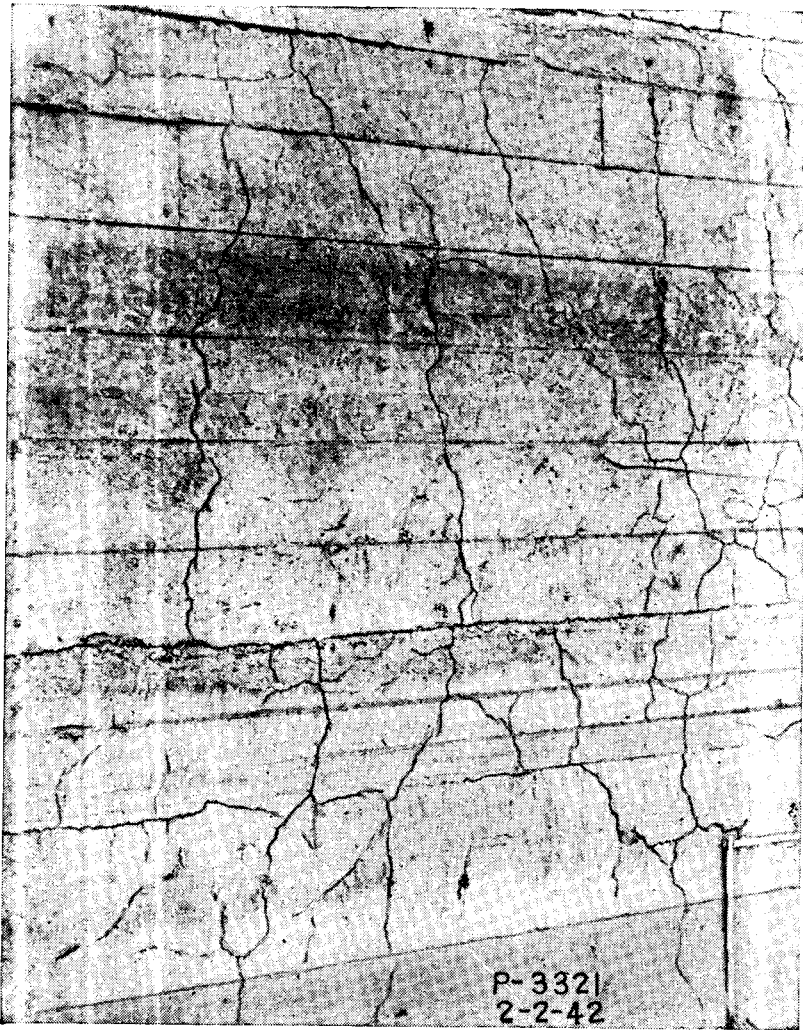


FIG. 1.

containing a high amount of alkalis in combination with a particular reactive aggregate.<sup>4</sup> He established the fact that the same high-alkali cement had given excellent service with other aggregates, and that the particular aggregate contained in the unsatisfactory concrete had also given good results elsewhere, when used with cements of low-alkali content. The difficulty was, therefore, conclusively related to the unhappy union of two incompatible materials. Applying this clue to many concrete structures afflicted with such cracking, it was found that the aggregates used in them would, when used with a high-alkali cement, produce expanding concrete. Generally also, the records showed that cements of inordinate alkali content had certainly, or probably, been used in their construction.

4. Influence of Cement and Aggregate on Concrete Expansion, by THOMAS E. STANTON, *Engineering News-Record*, Feb. 1, 1940, p. 59.



FIG. 2.

Considerable evidence in this regard has now been collected on hydraulic structures in the United States.<sup>5</sup> Many dams have been found afflicted with the type of cracking illustrated in Fig. 1, and tests on cores drilled from them reveal pronounced low strengths and reduced moduli of elasticity. Very frequently exudations of siliceous gels are noticed on the surface of the concrete, and more often within its interior. Fig. 2 is an excellent example of

5. Deterioration of Concrete Dams Due to Alkali-aggregate Reaction, by R. F. BLANKS and H. S. MEISSNER, Transactions Am. Soc. Civ. Engrs., Vol. III (1946), p. 743.

such material found oozing from the interior on a concrete core drilled from Steward Mountain Dam. Analyses of such gels show them to be composed almost entirely of silica and alkalis, with considerable loss on ignition. The molar ratio of alkalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  and  $\text{K}_2\text{O}$ ) to silica is very close to that of commercial sodium silicate, which the gels resemble. Rims of alteration on active aggregate grains, with gel deposits in close proximity, are other evidences of alkali-aggregate reaction. These are best detected by examining fragments of the suspected concrete under the microscope, although they may frequently be observed with the unaided eye.<sup>6</sup>

Proof that reaction between aggregate and cement is responsible for cracking has been obtained by noting the volume change occurring in mortar or concrete specimens made with high-alkali cement (containing not less than 1 per cent combined  $\text{Na}_2\text{O}$  and  $\text{K}_2\text{O}$ ) and the identical aggregate used in the affected structures. Mortar specimens in a mix of 1:2.25 by weight of cement and aggregate have been found most satisfactory for this purpose.<sup>7</sup> The specimens have been popularly fabricated in 1 by 1 by 10 in. size or 2 by 2 by 10 in. dimensions, with stainless steel reference points set in their ends. After one day moist curing in the molds, they have been stored in sealed containers held at a temperature of 100°F. Volume change measurements have been made at frequent intervals, using a comparator. The containers have a small quantity of water in them to insure a saturated atmosphere but it is important that the specimens do not contact the water, neither should specimens contact each other. A temperature of 100°F. has been found to accelerate the action sufficiently to produce expansion with reactive combinations in a few months, whereas at ordinary room temperature some reactive materials have not shown significant volume change for a year or more. A storage temperature which is too high, on the other hand, has been found to yield unconfirming data, sometime producing expansion with innocuous combinations of materials. The grading of sand used in the mortar should be that used in the building of the parent structure. If it is desired to determine the reactivity of the coarse aggregate, it should be crushed to sand size; however, that passing the No. 100 screen should be rejected, as it has been discovered that quantities of very fine reactive material will vitiate the results. Companion specimens have often been made with a very low-alkali cement as a confirmatory test.

The results from mortar bar expansion tests on aggregates used in various dams, showing expansive cracking, are portrayed in Fig. 3. Data are given for specimens made with both high-alkali (1.30 per cent  $\text{Na}_2\text{O}$  and 0.12 per cent  $\text{K}_2\text{O}$ ) and low-alkali (0.14 per cent  $\text{Na}_2\text{O}$  and 0.04 per cent  $\text{K}_2\text{O}$ ) cements. It will be observed that all aggregates used in the affected concretes exhibit marked expansion with the high-alkali cement, but fail to expand when combined with low-alkali cement. Other data have indicated that the amount of expansion is, in general, proportional to the amount of alkalis in the cement.<sup>6</sup> The reactive constituents of aggregates have in a good many cases been recognized through critical examination of defective concrete under the microscope. In other instances the questionable materials have been segregated from the aggregate and expansion bars made from them, using high-alkali cement. Thus, the active materials have been found to comprise relative few, but nevertheless, widespread, rocks and minerals. They are opal, avid volcanic rocks, silicate glasses (excluding the basic basaltic glasses), chalcedony, some

6. Cement-aggregate Reaction in Concrete, by DUNCAN McCONNEL, RICHARD C. MIELENZ, WM. Y. HOLLAND and K. T. GREENE, Proceedings, Am. Conc. Inst., Vol. 44 (1947), p. 93.

7. Effect of Alkalis in Portland Cement on the Durability of Concrete, Report by Committee C-1 of Am. Soc. for Testing Mtrs. ASTM Bulletin 142, Oct. 1946, p. 28.

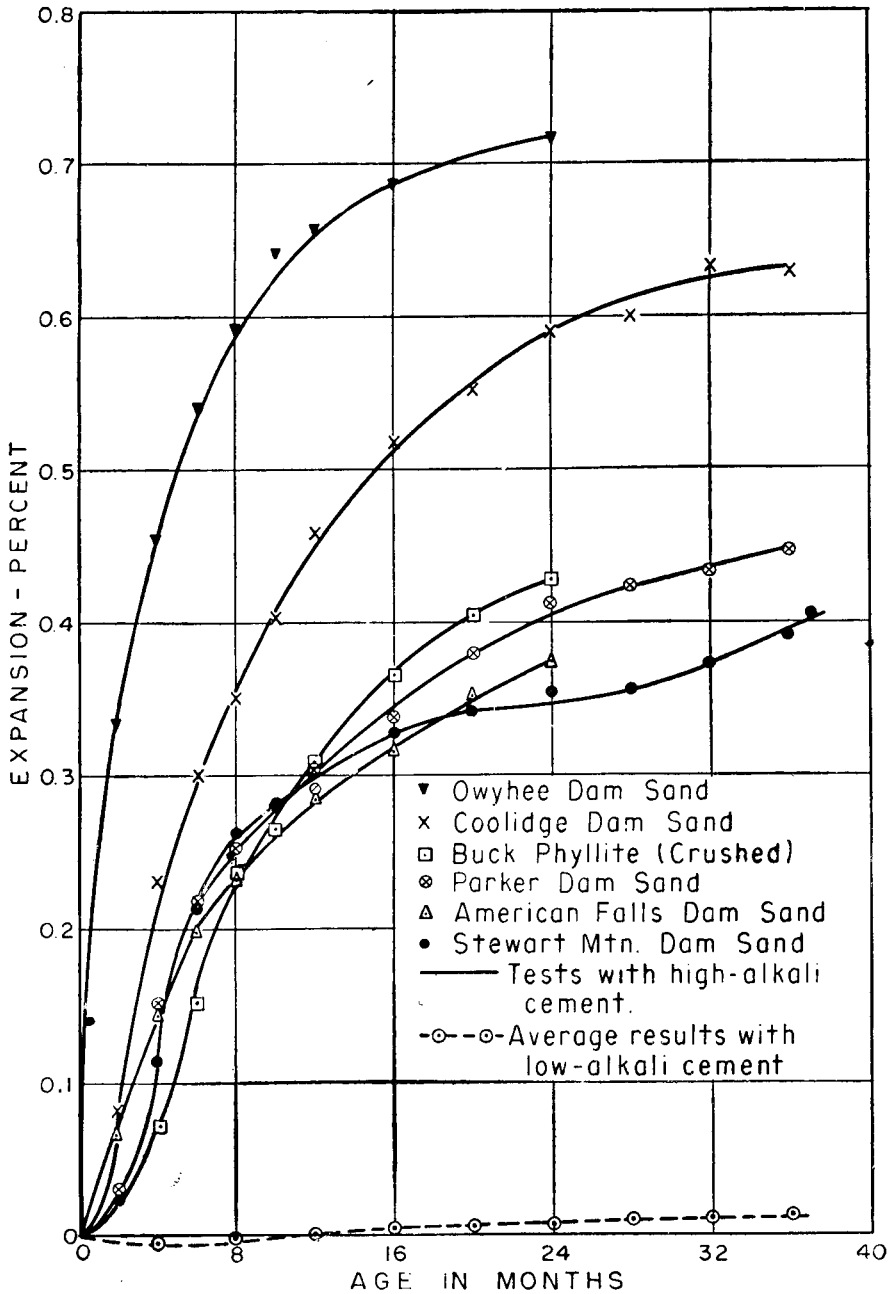


FIG. 3.

phyllites and tridymite. Artificial glasses have also been found to cause expansion with high-alkali cement and use is now being made of the "Pyrex" brand (manufactured by the Corning Glass Company) as a standard reactive material by crushing to sand sizes and accurately grading the crushed material.



Since 1940 the California State Department of Highways and the Bureau of Reclamation have been using cement containing less than 0.60 per cent alkalis (computed as  $\text{Na}_2\text{O}$ ) wherever aggregates known or suspected of reactivity have been encountered. In no case, to date, has expanding concrete, or pattern cracking, resulted where such low-alkali cements have been used, even though in several instances the reactivity of the aggregates used with them has been definitely established. The 0.60 per cent limit on alkalis was established with due consideration given to the difficulties of manufacturing a low-alkali cement. This is felt to be a threshold value for expansive reaction and a more safe limit would be in the neighbourhood of 0.30 per cent or 0.40 per cent alkalis, since accelerated laboratory tests have shown that, with very active aggregate, expansion may eventually be produced with cements approaching 0.60 per cent alkalis.

Studies of the expansive reaction between cement and aggregate have developed several apparent anomalies. It has been shown that large expansions are produced with a very reactive aggregate, when that material is present in an optimum quantity. Since the word optimum connotes a most favourable condition, a contrary concept in this instance, Mr. Stanton coined the term "Pessimum amount" to define this more unsatisfactory quantity.<sup>8</sup> If this quantity of extremely active aggregate is exceeded, the degree of expansion is reduced, and if sufficient highly reactive aggregate is present in a mix, the expansion may be nil. The "pessimum" amount of a reactive aggregate varies with the particle size of the reactive material and also with its degree of activity. Thus, maximum expansion occurs if the aggregate contains about 3-5 per cent opal. A very reactive material may, therefore, be more dangerous if present in the aggregate in small quantity than if it alone composed the whole aggregate. Other reactive substances produce maximum expansion when they constitute 10, 20, 50 or even 100 per cent of the aggregate. With very active materials, the maximum expansion tends to increase as the particle size of the active material in the aggregate decreases, whereas the reverse is true for less active materials.

It was recognized early during the studies pursued on this problem that the expansion and cracking was produced by internal physical and chemical reactions between the active aggregate and cement of inordinate alkali content. The mechanics whereby these reactions were transformed into disruptive forces, however, remained somewhat obscure. Early examinations of affected aggregate particles and their adjacent areas in defective concrete had suggested that increased volume of the aggregate grains or of the cement paste was responsible for the expansion. Late observations led to the conclusion that, as suggested by W. C. Hansen<sup>9</sup>, the expansion was motivated by osmotic pressures generated within the sodic-silica gels produced by the chemical reactions between cement alkalis and the active siliceous aggregate. This hypothesis was first corroborated by experiments in which dried pellets of water glass were embedded in neat cement paste. When the pats of neat cement, with their occluded sodium silicate pellets, were subjected to moisture, they soon cracked and the pellets were found to be softened. Radiating cracks from these pellets left no doubt that they were responsible for the disruption of the cement paste; and it was naturally assumed that the action was associated with absorption of water by the water glass.

8. California Experience with the Expansion of Concrete through Reaction Between Cement and Aggregate, by T. E. STANTON, O. J. PORTER, L. C. MEDER and A. NICOL, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 38 (1942), p. 209.

9. Studies Relating to the Mechanism by which Alkali-aggregate Reaction Produces Expansion in Concrete, by W. C. HANSEN, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 40 (1944), p. 213.

This phenomenon was studied further by placing water glass (Baume  $41^\circ$ ) within a hollow concrete cylinder and sealing the cavity.<sup>6</sup> A small bore glass tube led vertically from the cavity and the whole assembly was immersed in water. Within 195 days the water glass rose to a height of 240 in. in the glass tube. It was evident that the hollow concrete cylinder was acting as a semi-permeable membrane, allowing passage of the water to the sodium silicate solution but preventing outward movement of the water glass. It was next attempted to measure the magnitude of such osmotic pressure by fitting a pressure gauge to similar hollow concrete cylinders in lieu of the glass tube. Pressures up to 250 p.s.i. were obtained, at which point the concrete cylinders cracked. Following this, metal cells were constructed to hold mortar disks, on one side of which the sodium silicate was placed in a confined space, the other side open to water. Pressures exceeding 550 p.s.i. were obtained with this apparatus, the disks usually breaking near this limit or the apparatus leaking and failing to sustain the pressure. Since such pressure is of the same magnitude as the tensile strength of concrete, it is apparent that the imbibing of water by concrete containing reactive combinations of aggregate and cement well explains the expansive cracking. It is further known that expansive cracking develops only in concrete or mortar which has access to water or water vapour.

Several investigators have found that the addition of pozzolanic materials to reactive combinations of cement and aggregate will reduce or entirely eliminate the expansion. Since good pozzolans are composed of active silica or silicates, one may conclude that their inhibitive effect is in some way related to the expansive reaction itself. Previous mention has been made of the fact that the presence of significant quantities of No. —100 mesh material in very active aggregates will fail to produce expansion in mortar bars. It has also been explained that if the "pessimum" amount of reactive aggregate is exceeded, the degree of expansion will be materially lower. Thus, in finely divided active materials (pozzolan) we have a specific for the very ailment caused by coarser reactive aggregate particles.

Use of this principle is being made by the Bureau of Reclamation in the building of Davis Dam on the Colorado River Dam, immediately above Parker Dam. The same reactive aggregates used in Parker Dam are prevalent in this vicinity and it is practically impossible to avoid their use, without importing other materials at great cost. A fine ground calcined siliceous shale is being used in the concrete in an amount equal to 20 per cent of the weight of cement, in addition to specifying low-alkali cement. The efficacy of this particular material in controlling expansion has been proved in otherwise expansive concrete beams and slabs which have failed to expand or crack after being exposed to the weather for five years.

The effectiveness of fine active siliceous materials in reducing expansive reaction is being evaluated by a rapid performance test, using crushed Pyrex glass as a reactive aggregate in a mortar bar. The Pyrex glass, crushed to sand sizes, omitting material passing the No. 100 screen, when made into a mortar bar specimen with high-alkali cement and cured as previously described, will cause the specimen to expand 0.27 per cent within 14 days and as much as 0.5 per cent in 4 months. If portions of the high-alkali cement are replaced with pozzolan, a material reduction in the expansion is achieved, depending upon the activity of the pozzolan. Such data concerning several trial materials are given in Table 1. Attention is called to the particular effectiveness of opal and silica fume, a finely divided silica obtained by rapid condensation of gaseous silica. The calcined shale, Laboratory No. P129, is the material being used to counteract expansive reaction at Davis Dam.

TABLE 1 — EFFECTIVENESS OF FINE ACTIVE MATERIAL  
IN REDUCING EXPANSION

1 by 1 by 10 in. mortar bars made with crushed Pyrex glass and  
high-alkali cement

*Material replacing cement ground to 90% passing No. 200 sieve*

REPLACING MATERIAL	LABORATORY No.	PER CENT OF CEMENT REPLACED	PER CENT EXPANSION, 14 DAYS
		None	0.270
Calcined shale	P-129	10	0.130
Calcined shale	P-129	20	0.050
Calcined shale	P-129	50	— 0.005
Tuff	P-180	10	0.130
Tuff	P-180	20	0.060
Tuff	P-180	50	— 0.003
Pumicite	P-137	10	0.180
Pumicite	P-137	20	0.150
Pumicite	P-137	30	0.130
Pumicite	P-137	50	0.030
Sintered shale	7259	10	0.220
Sintered shale	7259	20	0.120
Sintered shale	7259	30	0.090
Sintered shale	7259	50	0.020
Quartz sand	PO	10	0.240
Quartz sand	PO	20	0.180
Quartz sand	PO	30	0.110
Quartz sand	PO	50	0.090
Fly ash	3327	10	0.160
Fly ash	3327	20	0.100
Fly ash	3327	30	0.050
Fly ash	3327	50	0.020
Diatomaceous earth	8343	2	0.160
Diatomaceous earth	8343	5	0.100
Diatomaceous earth	8343	10	0.020
Ground quartz	2109	10	0.250
Ground quartz	2109	20	0.230
Ground quartz	2109	30	0.180
Ground quartz	2109	50	0.090
Opal	P-2026	10	0.090
Opal	P-2026	20	0.020
Opal	P-2026	30	0.010
Opal	P-2026	50	0.000
Pyrex glass	8345	10	0.100
Pyrex glass	8345	20	0.020
Pyrex glass	8345	50	— 0.010
Silica fume	8324	2	0.160
Silica fume	8324	5	0.060
Silica fume	8324	7.5	0.030
Silica fume	8324	10	0.010

Deleteriously reactive rocks and minerals can be identified by an experienced petrographer who has become familiar with the types which have caused trouble. It is the practice of the Bureau of Reclamation to subject all prospective aggregate materials to a rigid petrographic examination to determine the necessity for restricting the alkali content of cement to be used with them, or to select non-reactive sources of aggregate for a project. The deleterious nature of aggregates can also be quantitatively determined by the mortar bar expansion test. However, such diagnosis requires time and, unless a material is extremely reactive, several months may be needed to indicate its innocuous or dangerous character. Nevertheless, the mortar bar test is, as yet, the most dependable criterion for judging the degree of reactivity of aggregate. Satisfactory service histories may be considered next to it in importance, when appraising prospective aggregates for this quality.

Because there is great need for some simple rapid diagnostic test to evaluate reactivity in aggregates, many attempts have been made to develop a reliable chemical method. The stability of aggregates in caustic solutions has been the most common approach. Etching tests made with alkaline solutions have also been suggested,<sup>10</sup> as well as the "pat test" in which gel growth has been observed on aggregate particles embedded in heat cement paste.<sup>11</sup> None of these appears to provide the necessary reliability and other features desired to make a rapid, but positive, appraisal of the aggregate. Such a test must demonstrate a relationship with field service, where this is known, and with other laboratory data such as expansion in the mortar bar test. After considering the various procedures previously advanced, in light of their failure to correlate properly with other dependable data, a chemical test has been developed by the Bureau of Reclamation laboratories which promises to accomplish this. It is based on determining both the amount of silica dissolved from the aggregate and the concomitant reduction in alkalinity of a caustic solution in which the sized aggregate is treated.<sup>12</sup>

In this test, the aggregate is crushed and a sample, from that passing the No. 50 screen and retained on the No. 100 screen, is treated in a molar solution of NaOH at 80°C. for 24 hours. The solution is then filtered and analyzed for dissolved silica, and the reduction effected in the alkalinity of the solution is determined by titration with acid. In this way both the effect of the solution upon the aggregate and the effect of the aggregate upon the solution are measured. The test has been applied to over seventy different aggregates and minerals whose reactive propensities, or inactivity, have been previously established. From this experience it has been found possible to distinguish between the two classes of materials by giving simultaneous consideration to the amount of silica dissolved and the reduction in alkalinity of the solution.

Fig. 4 presents the results of this test on sixteen samples of sand, gravel, and crushed aggregates representing the materials used in several concrete dams, some of which are suffering from expansive cracking and others being unaffected. The heavy curved line, separating the innocuous group from the deleterious aggregates, has been located empirically from the data secured from the mortar bar expansion test on more than seventy aggregates,

10. Alkali Etching Tests on Concrete Aggregate, by W. H. PARSONS and H. INSLEY, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 41 (1944), p. 37.

11. A Study of the Pat Test for Determining Alkali Reactive Aggregates, by D. G. RUNNER, Public Roads, Vol. 24 (1944), p. 47.

12. Chemical Tests for the Reactivity of Aggregates with Cement Alkalies: Chemical Processes in Cement Aggregate Reaction, by R. C. MIELENZ, K. T. GREENE and E. J. BENTON, Proceedings Am. Conc. Inst., Vol. 44 (1948), p. 193.

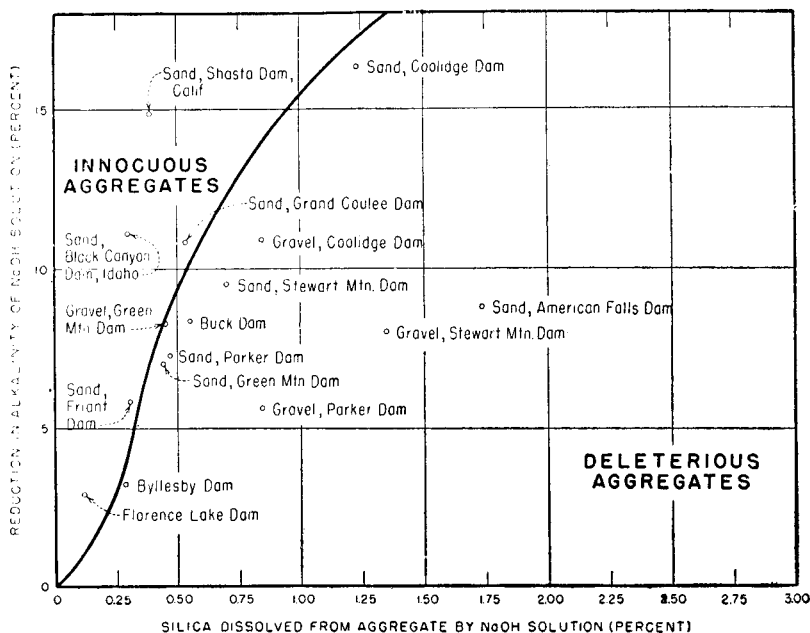


FIG. 4.

TABLE 2 — EXPANSION OF MORTAR BARS, USING HIGH-ALKALI CEMENT AND AGGREGATES FROM VARIOUS DAMS

AGGREGATE	PER CENT EXPANSION AT 1 YEAR
Shasta Dam, sand	0.026
Byllesby Dam, crushed arkose	0.147
Coolidge Dam, sand	0.459
Coolidge Dam, gravel	0.360
Grand Coulee Dam, sand	0.075
Black Canyon Dam, sand	0.056
Green Mountain Dam, sand	0.183
Green Mountain Dam, gravel	0.148
Stewart Mountain Dam, sand	0.290
Stewart Mountain Dam, gravel	0.206
Buck Dam, crushed phyllite	0.310
Parker Dam, sand	0.118
Parker Dam, gravel, selected	0.723
Friant Dam, sand	0.072
Florence Lake Dam	*
American Falls Dam, sand	0.273

\* Not included in series, but known not to cause expansion in mortars.

supplemented by knowledge concerning their actual performance in structures. Mortar bar expansion data for the materials plotted in Fig. 4 are given in Table 2. An expansion of 0.10 per cent in the mortar bar test within one year has been assumed to indicate reactivity in the aggregate. The points to the right of the line represent sands and gravels which have expanded with high-alkali cement, while those to the left are the materials not associated with expansive reaction. Attention is directed to the fact that neither silica release nor reduction in alkalinity by themselves are sufficient criteria to classify the activity in a given material. For instance, the well-established inactive character of Grand Coulee Dam sand might be questioned from the amount of silica released, were cognizance not taken also of the large accompanying reduction in alkalinity.

As additional information is gathered, permitting more precise delineation between reactive and non-reactive materials, it is believed that greater dependability can be given to the chemical test. Its operation does require careful control of temperature during the 24-hour leach period, and the analytical procedures should be entrusted only to a qualified chemist. Also, the results should be cautiously interpreted since silica release may not always be associated with reactions causing some reduction in alkalinity. However, the test appears to offer the most promise of any method so far proposed for rapidly evaluating the reactivity of aggregate with cement.

#### S U M M A R Y

Expansive reaction between aggregate and high-alkali cement has been found responsible for a random pattern type of cracking and noted on a number of concrete dams. This has been related to the use of cement containing upwards of 1 per cent or more total sodium and potassium oxides, together with aggregates containing reactive constituents. To date, recourse has been sought, where reactive aggregates must be used or their presence suspected, in cements of low-alkali content, i.e. restricted to less than 0.60 per cent sodium equivalent. As information on this subject has accumulated, some doubt has arisen that a cement with alkalis approaching this limit will in all situations entirely avoid latent reactive expansion. Consideration is, therefore, being given to the use of pozzolanic additions to concrete mixes, or the use of finished Portland pozzolan cements, since it has been found that such active siliceous materials effectively inhibit the deleterious expansion resulting from the reaction between cement and aggregate.

Opal, acid volcanic rocks, silicate glasses, chalcedony, some phyllites and tridymites are among the rocks and minerals so far identified as reactive aggregate. They may be recognized by an experienced petrographer when making a thorough examination of a prospective aggregate for concrete and the potential reactivity of the aggregate may thus be noted. Otherwise, the aggregate may be combined with a high-alkali cement and fabricated into mortar bars, which are stored in sealed containers held at 100°F., in order to determine whether or not the combination is expansive. Since this mortar bar test, although fairly reliable, requires considerable time for results to be secured, efforts have been directed towards the development of a speedier chemical test. A test which involves the determination both of silica released by the aggregate and of the reduction in alkalinity of a caustic solution, in which the aggregate is treated, now shows considerable promise.

## R É S U M É

Un type de fissures irrégulièrement distribuées observe sur plusieurs barrages en béton a été attribué à une réaction accompagnée d'expansion entre l'agrégat et le ciment à haute teneur en alcalis. Ces accidents ont été reliés à l'usage de ciments dont les teneurs en sels de sodium et potassium sont égales ou supérieures à 1% avec des agrégats renfermant des constituants chimiquement actifs. Jusqu'à maintenant, quand on a dû employer de tels agrégats ou quand on a craint leur présence, on a eu recours à des ciments à faibles teneurs en alcalis, c'est-à-dire telles que l'équivalent en sodium soit inférieur à 0,60%. Au fur et à mesure que des renseignements sur ce sujet se sont accumulés, il a semblé douteux qu'un ciment approchant de cette limite évite dans tous les cas une réaction latente d'expansion. C'est pourquoi on a envisagé l'addition de matières pouzzolaniques aux mortiers, ou l'usage de ciments Portland pouzzolaniques, car on a trouvé que ces matières siliceuses actives empêchaient effectivement l'expansion dangereuse résultant de la réaction entre ciment et agrégats.

L'opale, les roches volcaniques acides, les silicates vitreux, la calcédoine, certaines phyllites et la tridymite sont parmi les roches et minéraux identifiés jusqu'ici comme étant susceptibles de réaction. Au cours d'un examen approfondi des matériaux envisagés comme agrégats, un géologue expérimenté peut les reconnaître, ce qui permet d'envisager la possibilité d'une réaction. Ou bien, l'agrégat peut être combiné à du ciment riche en alcalis; le mélange, moulé en barres, est enfermé dans des chambres étanches maintenues à 100°F. (37,8°C.), pour voir si le béton est expansif ou non. Comme cet essai, quoique très sûr, exige une durée considérable pour donner des résultats certains, les efforts ont été dirigés vers le développement d'un essai chimique plus rapide. Un essai, comprenant à la fois la détermination de la quantité de silice libérée par l'agrégat et la diminution d'alcalinité d'une solution caustique avec laquelle on traite l'agrégat, semble actuellement plein de promesses.

QUESTION N° II

TYLER  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

A PROGRAM OF CEMENT RESEARCH OF SIGNIFICANCE TO  
BUILDERS OF LARGE DAMS\*

I. L. TYLER

*Manager of Field Research, Portland Cement Association, Chicago, Illinois*

INTRODUCTION

Large dams are built at very great expense. Their construction can seldom, if ever, be justified except on a basis of very long useful life. A hundred years is sometimes quoted as a minimum for the useful life which should be considered in designing an important dam. In this country the experience records on important concrete dams date back only about 60 years. In many cases the performance has been excellent showing clearly that it is possible to construct dams of comparatively long life. In other cases the performance has been much less than satisfactory. A very large proportion of unsatisfactory performance may be traced directly to poor construction practices. Unsatisfactory materials or combinations of materials have also contributed to early deterioration.

The part which may have been played by cements naturally receives the closest attention in considering the life of these structures since it is the ingredient in concrete most susceptible of control, the only one whose chemical and physical properties can be materially altered to suit conditions of use. Prior to 1930 there was little attention given by engineers to properties of cements other than those bearing on strength of concrete. Beginning with the cement investigations for Hoover Dam the properties of cements bearing on heat liberation, elasticity and plasticity, resistance to freezing and thawing, permeability and the many other factors important to designers of large hydraulic structures came under intensive study. The problems of cements for large dams, as they were understood at the time, were examined in detail in "Special Cements for Mass Concrete" by J. L. Savage prepared for the Second Congress of the International Commission on Large Dams in 1936.

Since the publication of "Special Cements for Mass Concrete" there have been two main developments in concrete technology, one to plague

---

\*Programme de recherches sur les ciments intéressant les constructeurs de grands barrages.



the builders of concrete structures, the other offering possibilities of very marked improvement to many types of concrete construction. In 1940, T. E. Stanton, Materials and Research Engineer, California Division of Highways, brought the first of these to light by publishing information regarding alkali-aggregate reaction in concrete which permitted engineers to isolate one type of concrete deterioration in areas where the presence of alkali-reactive aggregates are known. This new aspect of concrete durability is receiving wide attention and considerable progress toward a solution to the problems involved has been made.

The other development since the Hoover Dam investigation is that of air-entrainment by means of which a very large number of minute air bubbles are incorporated in the concrete during mixing and is one of the most important advents in the history of concrete. For pavements and similar structures subjected to severe conditions of freezing and thawing its advantages have already been established and the use of air-entraining cement has been quite generally adopted for such construction. Air-entrainment for mass concrete has not been fully explored but its advantages in concrete mixes of low cement content are well known and at least one important agency is using it in mass concrete for dams at the present time.

This paper outlines a major study designed to enlarge the knowledge of the part played by cement in the durability of concrete.

#### A LONG-RANGE PROGRAM FOR THE STUDY OF CEMENTS

##### *Direction of the Program*

In 1940, the Long Time Study of Cement Performance in Concrete, an exhaustive study of Portland cements and their behaviour in concrete structures, was inaugurated by the Portland Cement Association, with the conviction that the results, as they become available, will very greatly augment the present knowledge of cements and the part they contribute to concrete durability and the performance of concrete structures. The investigation is under the sponsorship and guidance of an advisory committee composed of eminent engineers representing consumers and manufacturers of Portland cement. P. H. Bates, Chief, Clay and Silicate Division, National Bureau of Standards, who had first proposed the investigation was named chairman. The consumer representatives were chosen from agencies interested in all types of concrete structures including the largest dams in existence. Members of the advisory committee representing consumers of cement are as follows:

P. H. Bates, Chief, Clay and Silicate Products Division, National Bureau of Standards

R. W. Carlson, Professor, Massachusetts Institute of Technology

P. J. Freeman, Head Materials Engineer, Tennessee Valley Authority

F. H. Jackson, Senior Engineer of Tests, Public Roads Administration

J. L. Savage, Chief Designing Engineer, U.S. Bureau of Reclamation (resigned 1941; replaced by R. F. Blanks, Chief, Engineering and Geological Control and Research Division, Bureau of Reclamation)

T. E. Stanton, Materials and Research Engineer, California Division of Highways

B. W. Steele, War Department, Office of the Chief of Engineers, Washington D.C.

R. B. Young, Testing Engineer, Hydro-electric Power Commission of Ontario

Representing the cement industry were:

F. R. McMillan, Director of Research, Portland Cement Association

R. G. Uhlig, Manufacturing Research Committee, Portland Cement Association (ineligible by reason of his withdrawal 1942; no successor appointed)

Hubert Woods, Chairman, Technical Problems Committee, Portland Cement Association

R. N. Young, Vice-Chairman, Technical Problems Committee, Portland Cement Association

L. A. Dahl, Secretary (without vote), Manufacturing Research Engineer, Portland Cement Association

*Ex officio* F. T. Sheets, President, Portland Cement Association

(Alternate, W. M. Kinney, General Manager, Portland Cement Association)

The advisory committee was formed early in 1940 and by August 1940 had formulated a program for the conduct of laboratory and field work required for the general phases of the program. This included the selection of test cements, tentative program for preparation of the cements including observations and tests of raw and finished materials during their preparation, tests on the finished cements, and a comprehensive program of field construction in which the test cements would be used. The program outlined by the committee was flexible in that it outlined the minimum requirements leaving the details to be expanded by those actually carrying out the work as conditions warranted.

### *Selection of Cements*

Twenty-seven test cements, providing very wide ranges in composition and methods of manufacture found in the standard commercial productions of the United States, were selected. All five of the recognized A.S.T.M. types were included. All of the principal cement-producing areas are represented. Most of the cements are typical of the general type in which they are included but some were selected because of special characteristics of composition or method of manufacture. There were 21 clinkers, embodying all of the types in the then current A.S.T.M. Tentative Standard C150-40/T. Eight of these were of Type I composition, five of Type II, three of Type III, four of Type IV and one of Type V, from which 21 cements were prepared. Six of the 21 clinkers (four from Type I, one from Type II and one from Type III) were ground with flake Vinsol resin to provide six air-entraining cements for direct comparison with their non-air-entraining counterparts. The following table lists the cements and indicates the major raw materials used in each.

### *Tests of Cements*

All processes in the manufacture of the cements were under close observation but there were no special requirements for any of the production processes except that cements of a given type should be of comparable fineness. Accurate records were kept on all phases of production covering raw materials, proportion, burning, grinding, storage and other operations which might have

any connection with performance of the cements. Samples of raw materials, clinker, gypsum and the finished cements were obtained for future reference, some 25,000 samples in all.

In order to evaluate the performance of cements in concrete, it is necessary that all pertinent test data on the cement be at hand. Hence the tests of these 27 cements have been unusually complete, including all the known physical, chemical and petrographic tests of clinkers and cements. An ample supply of each cement has been retained in sealed containers to permit such future tests as developments in testing technique or procedures may make desirable. Test data on the 27 cements showing the general chemical and heat characteristics, those most likely to be of interest to designers of large dams, are shown in the two tables which follow. The data are taken from Chapter III, Chemical and Physical Tests of the Cements by William Lerch and C. L. Ford, prepared as a section of the final report on the Long Time Study of Cement Performance in Concrete. The complete data are to be published in a forthcoming issue of the Journal, American Concrete Institute.

---

CEMENT No. MAJOR RAW MATERIALS AND GENERAL CHARACTERISTICS

Corresponding to A.S.T.M. Type C150-40T

11	Cement rock	Lehigh Valley cement, relatively high MgO content
11T		Same clinker as 11, ground with Vinsol resin
12	Cement rock and limestone	Lehigh Valley cement (from same plant as 22 and 31)
12T		Same clinker as 12, ground with Vinsol resin
13	Limestone, fullers' earth, kaolin and sand	From south-eastern U.S.A., low alkali content
14	Limestone, sand and ore washings	From south-eastern U.S.A., high alkali (potash) content (from same plant as 24 and 41)
15	Limestone, cement rock and clay	From Austin chalk district of Texas
16	Limestone, clay and sandstone	From Kansas gas belt
16T		From same clinker as 16, ground with Vinsol resin
17	Limestone and shale	From Ohio Valley, from commonly used raw material
18	Limestone, slag and sand	From mid-western U.S.A., large proportion of slag raw material
18T		Same clinker as 18, ground with Vinsol resin

---

CEMENT MAJOR RAW MATERIALS AND GENERAL CHARACTERISTICS --- *Contd.*  
No.

**Corresponding to A.S.T.M. Type II C150-40T**

21	Limestone and shale	Hudson Valley regular product
21T		Same clinker as 21, ground with Vinsol resin
22	Cement rock and limestone	Lehigh Valley cement, cement rock raw mix modified <sup>1</sup> to meet Type II requirements ( from same plant as 12 and 31 )
23	Marl and clay	From south-eastern U.S.A., regular product having high lime and low A/F ratio
24	Limestone, sand and ore washings	From south-eastern U.S.A., high alkali ( potash ) content, modified composition ( from same plant as 14 and 41 )
25	Limestone and shale	From mid-western U.S.A., modified composition

**Corresponding to A.S.T.M. Type III C150-40T**

31	Cement rock and limestone	Lehigh Valley cement ( from same plant as 12 and 22 )
33	Limestone and shale	From mid-western U.S.A.
33T		Same clinker as 33, ground with Vinsol resin
34	Limestone, shale and quartzite	From west coast, low in iron and alumina, high in silica ( from same plant as 42 )

**Corresponding to A.S.T.M. Type IV C150-40T**

41	Limestone, sand and ore washings	From south-eastern U.S.A., high alkali ( potash ) content, modified composition ( from same plant as 14 and 24 )
42	Limestone, shale and quartzite	From west coast, high in silica, low in iron and alumina, modified composition ( from same plant as 34 )
43	Sea-shells and pyrite cinders	From west coast, relatively high alkali ( soda ) content, modified composition
43A	Sea-shells and shaly sandstone	From same plant and principal raw materials as 43, designed to meet a low alkali specification

**Corresponding to A.S.T.M. Type V C150-40T**

51	Limestone and shale	From south-eastern U.S.A., a cement meeting also strength requirements of Types I and II
----	---------------------	--

1. The word " modified " refers to additions to or the selection of the raw materials to obtain the type desired.

T indicates clinker ground with Vinsol as air-entraining agent.

## LONG TIME STUDY OF CEMENT PERFORMANCE IN CONCRETE

*Chemical Composition of Cements*

CEMENT No.	OXIDES AS DETERMINED <sup>1</sup> , % BY WEIGHT									
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Ign. loss	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Free CaO
TYPE I CEMENTS										
11	20.8	6.1	2.4	63.8	3.7	1.6	1.0	0.21	0.51	0.4
11T	20.8	6.1	2.3	63.8	3.7	1.5	1.2	0.22	0.51	0.4
12	21.5	6.3	2.4	63.6	3.1	1.6	0.6	0.28	0.40	0.1
12T	21.6	6.2	2.3	63.7	3.1	1.5	0.7	0.31	0.40	0.1
13	22.2	5.1	2.1	65.8	1.1	1.6	1.8	0.04	0.19	1.6
14	22.4	5.0	3.0	63.1	2.5	1.7	0.9	0.06	1.30	0.2
15	20.4	6.1	2.5	67.0	0.8	1.9	0.9	0.08	0.23	0.4
16	21.4	5.1	3.5	64.6	2.1	1.7	1.1	0.23	0.46	0.7
16T	21.4	5.1	3.4	64.3	2.0	1.8	1.3	0.23	0.44	0.8
17	21.5	5.9	3.1	65.2	1.1	1.7	0.9	0.08	0.43	0.4
18	21.5	6.4	2.3	64.0	2.6	1.8	1.0	0.12	0.13	0.3
18T	21.6	6.4	2.2	64.2	2.6	1.7	0.9	0.14	0.13	0.4
TYPE II CEMENTS										
21	24.0	4.4	3.2	64.6	1.3	1.2	0.7	0.22	0.40	0.7
21T	24.1	4.5	3.2	64.5	1.3	1.3	0.6	0.21	0.43	0.6
22	22.5	5.0	3.9	62.8	3.2	1.4	0.6	0.24	0.37	0.1
23	21.5	4.9	5.4	64.3	0.9	1.5	0.7	0.59	0.14	0.4
24	20.9	5.1	4.8	64.1	3.1	1.8	1.4	0.06	1.30	0.9
25	22.7	4.9	4.9	62.1	2.2	1.9	0.6	0.21	0.54	0.2
TYPE III CEMENTS										
31	20.4	5.4	2.1	64.7	3.3	2.2	1.5	0.23	0.22	1.5
33	20.2	5.5	2.5	65.6	1.4	2.3	1.5	0.21	0.44	1.8
33T	20.6	5.5	2.4	65.7	1.5	2.2	1.4	0.21	0.46	1.8
34	20.5	4.2	2.3	65.6	2.5	1.7	1.5	0.28	0.28	2.3
TYPE IV CEMENTS										
41	23.0	4.9	5.0	59.6	3.0	2.0	1.3	0.06	1.19	0.4
42	26.4	3.0	2.7	63.1	1.8	1.5	0.9	0.16	0.26	0.2
43	23.2	5.2	4.5	62.1	1.6	2.1	0.7	1.00	0.08	0.1
43A	25.3	3.9	3.1	63.6	1.1	1.9	0.8	0.33	0.01	0.3
TYPE V CEMENTS										
51	24.5	3.5	3.3	64.3	1.7	1.4	0.8	0.08	0.22	0.5

1. All tests made in accordance with A.S.T.M. C114-40 except as follows:  
 Free CaO and SiO<sub>2</sub>, A.S.T.M. C114-40T.  
 Na<sub>2</sub>O and K<sub>2</sub>O, A.S.T.M. C114-42.

## LONG TIME STUDY OF CEMENT PERFORMANCE IN CONCRETE

*Calculated Compound Composition of Cements and Heat of Hydration of Neat Cement Pastes by the Heat of Solution Method*

CEMENT No.	CALCULATED COMPOUNDS <sup>1</sup> , % BY WEIGHT					MASS-CURED PASTES <sup>2</sup> , W/C=0.40 BY WEIGHT				
						HEAT OF HYDRATION <sup>3</sup> , CAL. PER G. CEMENT				
	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	CaSO <sub>4</sub>	3 d.	7 d.	28 d.	3 m.	1 y.
TYPE I CEMENTS										
11	50.0	22.0	12.1	7.2	2.7	81.3	91.6	98.3	102.1	104.2
11T	51.0	21.0	12.2	7.1	2.6	84.3	93.0	101.1	101.1	109.1
12	45.0	28.0	12.6	7.3	2.7	79.2	93.9	100.1	101.3	107.2
12T	46.0	27.0	12.5	7.1	2.7	78.5	90.6	97.6	98.9	107.8
13	50.0	26.0	10.1	6.5	2.8	60.0	75.9	85.5	89.1	96.1
14	42.5	32.0	8.2	9.2	2.9	73.3	79.6	85.3	86.4	94.1
15	64.5	10.0	12.1	7.5	3.2	87.7	102.6	109.4	111.6	120.1
16	53.5	21.0	7.5	10.7	2.9	72.6	80.4	87.5	90.6	104.8
16T	52.5	22.0	7.9	10.4	3.1	73.2	79.6	88.8	92.8	100.0
17	52.0	23.0	10.4	9.3	2.9	72.6	88.4	94.5	99.5	105.6
18	44.5	28.0	13.2	6.8	3.1	75.9	89.4	99.5	102.1	108.8
18T	44.0	28.5	13.2	6.7	2.9	81.9	90.6	101.9	104.3	111.0
TYPE II CEMENTS										
21	40.0	41.0	6.4	9.7	2.1	59.7	70.0	80.7	84.1	89.6
21T	38.0	40.0	6.6	9.7	2.2	56.9	71.2	80.3	85.7	92.9
22	41.5	33.5	6.6	11.7	2.4	57.9	72.8	83.8	88.4	96.9
23	51.0	24.0	3.7	16.6	2.6	56.2	74.4	85.3	87.8	91.6
24	41.0	29.0	5.4	14.8	3.0	61.1	68.6	76.6	82.0	86.3
25	34.0	39.0	4.7	14.9	3.2	55.4	64.2	73.7	77.4	87.4
TYPE III CEMENTS										
31	56.0	17.0	10.8	6.4	3.8	86.9	96.9	102.4	103.8	116.8
33	60.0	13.0	10.4	7.7	3.9	89.2	95.8	101.0	102.2	109.3
33T	57.0	16.0	10.4	7.3	3.7	90.3	96.3	100.8	101.7	107.6
34	64.0	10.5	5.7	10.1	2.9	80.5	86.6	94.8	96.2	101.8
TYPE IV CEMENTS										
41	20.0	51.0	4.5	15.2	3.4	49.1	56.0	65.9	67.8	74.4
43	27.0	55.0	3.5	8.2	2.6	44.2	51.5	67.3	72.2	78.3
42	25.0	48.0	6.2	13.8	3.6	52.2	61.0	71.9	73.5	83.2
43A	29.0	52.0	5.3	9.3	3.2	44.3	53.5	70.6	73.7	81.5
TYPE V CEMENTS										
51	41.0	39.0	3.7	10.0	2.4	46.1	62.9	78.4	83.0	91.7

1. Corrected for free CaO, not corrected for minor oxides.

2. Specimens stored at 70°F. for 1 day, at 110°F. for 27 days, and those used for tests at 3 months and 1 year were stored at 70°F. from 28 days to time of test.

3. Federal Specifications SS-C-158a (1941) except results are expressed on dry unignited cement basis.

## BASES FOR COMPARISON OF CEMENTS

Performance of full size concrete structures was selected as the principal criterion for comparing the test cements. Supplementing the full size structures were a very large number of specimens of near job size subjected to natural exposures. Laboratory tests of concrete were carried out to further supplement data furnished by the major projects.

The full size structures consisted of highway pavement, piling, walkways and parapet walls constructed at widely separated parts of the country representing the widest ranges of exposure conditions. Construction of the test projects was in conformity with accepted specifications for the type of construction, and its intended exposure with no special conditions imposed because of the experimental nature of the work. Aggregates used in the test construction were those commonly employed in the vicinity of each project. It was the intention to make the comparisons of cement performance in structures truly representative of normal good construction practice. The projects were all built by well-organized construction organizations. They form integral parts of useful structures except for the test piling which were installed in isolated locations for observation purposes only.

The near job size structures were constructed in the field under conditions more nearly representing laboratory than field conditions. The structures themselves were smaller, none larger than  $\frac{3}{4}$  cu. yd. in volume. The smallest (beams for sulphate exposure) were  $\frac{3}{4}$  cu. ft. in volume. Because the specimens for exposure were comparatively small in size, a large number of them could be made. There were approximately 3,000 including control specimens and specimens for laboratory test. In this type of specimen it was feasible to explore the effects of different aggregate combinations, different mix proportions and different consistencies.

*Test Roads*

The test roads, totalling over six miles of two-lane pavements, were constructed in three localities representing severe, moderate and mild exposures to weathering. The first of these is the New York Test Road which was constructed in a mountainous section of New York State. In that location temperature fluctuations are wide and rapid at all seasons of the year with frequent rains in summer and heavy snow in winter. Winter temperatures are often well below zero degrees Fahrenheit. Power equipment for snow removal is frequently required and on one section of moderately steep grades, chemicals are regularly used for ice control. The Missouri Test Road provides an exposure to moderate weather — some snow and considerable freezing weather in the winter. No chemicals are used for ice control. Exposure at this location is representative of considerable area in the central portion of the country. A test road in South Carolina has a comparatively mild exposure with only occasional freezing weather and little or no snow or ice.

The three test roads are similar in most essential respects. Twenty-four of the 27 test cements were used in two of the projects. All 27 cements appear in the New York Test Road. Each cement was used four times (five times in Missouri) in test sections widely spaced throughout the construction to minimize effects of changing placing conditions, differences in subgrade or local differences in exposure which might conceivably combine their effects to the advantage or disadvantage of the same cements. On all three projects each day's work began with the placing of a pavement section containing local (non-test) cement during which the construction operations were stabilized. Sections with test cements followed immediately. Aggregates

were those commonly available in the vicinities. Cement content was 6.4 sacks (94 lb. per sack) per cu. yd. at the New York Test Road, 5.7 sacks at Missouri and 5.8 sacks at South Carolina.

At the New York Test Road there were two special projects in addition to the main project which was comparable with the other two test roads. One of these special projects was for the purpose of studying the effect on pavement performance of differences in consistency within ranges which might be encountered in the field. The other was to study the effect of air-entrainment on performance of pavement subjected to chemical applications used in ice control.

### *Concrete Piling*

Test piling were installed at four locations. The piles were 12 in. square in cross-section with lengths of 20-30 ft. depending on requirements of the installation site. Reinforcing steel used was sufficient to assure safety in handling only. Piles were kept continuously wet, from the time of fabrication until they were installed at the exposure sites. Driving was done by jetting methods only. No hammers which might damage the concrete were permitted. Three concrete mixes were used, one pile of each mix for each cement; 5½ sacks per cu. yd. with 2 in. slump, 7 sacks per cu. yd. with 2 in. slump and 7 sacks per cu. yd. with 8 in. slump. The first two were consolidated by vibration, the last by hand methods.

For a severe exposure in sea water sixty-six 30 ft. piles representing 22 test cements in three concrete mixes were exposed in the east mooring basin of Cape Cod Canal, Mass. Nine feet tides produced severe conditions of freezing and thawing during cold weather.

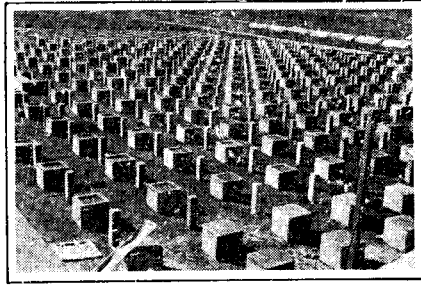
A fresh-water exposure at about the same latitude was provided in the Hudson River, New York State. At that location there were installed sixty-six 20 ft. piles identical in every respect to those at Cape Cod except for length. Conditions of freezing and thawing are somewhat less severe than at Cape Cod and tides are only about 2 ft.

For exposure to salt water in a mild climate a third installation was made at Salt Run near St. Augustine, Florida. Twenty-two test cements were used in sixty-six 30 ft. piles in mixes similar to those of the severe northern exposures but with different aggregates. Another mild exposure installation was made at Newport Beach in southern California. Here eight cements were used in 22 piles, 22-24 ft. long.

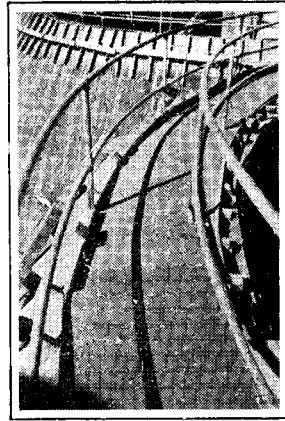
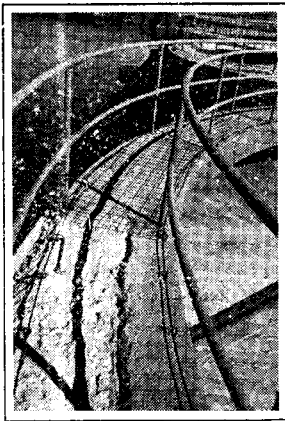
### *Walkways and Parapet Walls*

Concrete containing the test cements is under observation at two western locations where exposure conditions are abnormally severe. One location is at Florence Lake Dam, a multiple arch structure, in the High Sierras of east central California at an elevation of 7,300 ft., the other is at Green Mountain Dam in the Rocky Mountains of Colorado at an elevation of 8,000 ft. At Florence Lake Dam the test cements were used in the reconstruction of walkway slabs forming the crest of nine arches of the dam. Each cement was used three times in slabs, 3 ft. wide and 10 ft. long. At Green Mountain Dam, of rolled earth fill construction, the test sections were: parapet walls 16 in. thick, 3 ft. 9 in. high and 9-11 ft. long. Each cement was used three times (some had four repetitions) at well-separated locations in the wall. At Florence Lake local natural siliceous sand and gravel were used in a concrete mix with 6.4 sacks of cement per cu. yd. At Green Mountain Dam the

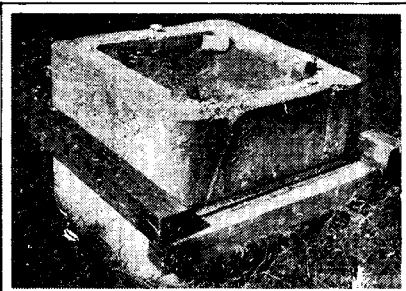
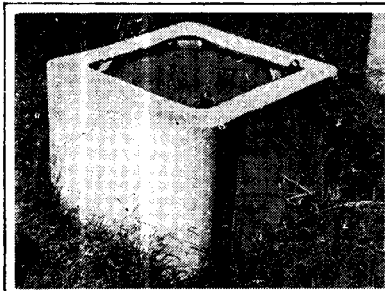




Experimental Farm



Walkway, Florence Lake Dam



Air-Entraining Cement Versus Non Air-Entraining Cement

cement content was 5.9 sacks per cu. yd. Natural sand and gravel from a source 20 miles from the site was used. At both projects the consistency of concrete was such as to require vibration for placement, approximately 3 in. slump.

The photographs show some of the walkway construction details at Florence Lake Dam. At the left is shown a portion of the crest of one of the arches just before the walkway forms were constructed. At the right is shown a section of the completed walkway. The radial line across the walkway surface in the foreground marks the boundary between two test sections of different cements.

### *Specimens of Near Job Size*

Specimens of intermediate size for exposure to natural weathering were constructed at two locations. Test installations ( called Experimental Farms ) at the two locations were nearly identical with three types of unreinforced specimens in each. One of the locations is near Chicago, Illinois, where exposure to weathering is severe. The other is in central Georgia where the exposure is comparatively mild. Approximately 2,000 specimens are under test at these two locations, 1,000 at each. A portion of the test specimens at one of these experimental installations is shown in the photograph. In simulating concrete pavement there are slabs  $2\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2}$  ft. in plan and 6 in. thick cast in place on the ground. A second type of specimen is a hollow box  $2\frac{1}{2}$  ft. on each side with the interior in the shape of an inverted truncated pyramid filled with soil and water to represent a concrete-retaining wall. The third type of specimen is a column,  $8 \times 8$  in. in cross-section and 5 ft. long, cast horizontally and exposed in a vertical position with 2 ft. of its length embedded in the ground, 3 ft. exposed. A series of special 32 in. cube specimens were built at one of the sites. The slabs were made of concrete comparable to that used in paving with mixes of 5 sacks per cu. yd., 3 in. slump,  $6\frac{1}{2}$  sacks per cu. yd., 3 in. slump and  $6\frac{1}{2}$  sacks per cu. yd., 8 in. slump, all placed without the aid of vibration. At each site there were three combinations of aggregates used in the slabs. Box and column specimens were made with 6 mixes,  $4\frac{1}{2}$  and 6 sacks of cement per cu. yd. and slumps of  $1\frac{1}{2}$ , 3 and 8 in. Mixes of  $1\frac{1}{2}$  in. slump were consolidated by means of vibration, all others by hand methods. For these specimens there are two aggregate combinations at each locations.

A third experimental installation has been provided at Sacramento, California, where one thousand  $6 \times 5\frac{1}{4} \times 34$  in. concrete prisms have been exposed to natural alkali soils in two large shallow concrete tanks. One tank contains natural soil of high sodium sulphate content ( about 10 per cent soluble salts by dry weight ) hauled to the exposure site. The other tank contains the same soil with additions of magnesium sulphate and alkali-free soil sufficient to produce approximately a one-third replacement of  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  by  $\text{MgSO}_4$ . Mixes of 4,  $5\frac{1}{2}$  and 7 sacks of cement per cu. yd. were used with stiff consistencies requiring vibration for consolidation. All 27 test cements are under examination in these two exposures.

The major construction projects were completed in 1941 or 1942 except the parapet wall of Green Mountain Dam which was constructed in the spring of 1943. There was no winter construction involving cold weather protection except in the case of the Georgia Farm construction from November 1941 to March 1942. In that comparatively mild climate of central Georgia only light protection against freezing was used.

*Inspection and Records*

The major field projects are inspected in detail yearly by members of the Portland Cement Association staff. On many occasions one or more members of the advisory committee have participated in the inspections. A description of each section of concrete containing the different cements is recorded for each inspection with photographic records supplementing the notes as needed. On some projects vibration tests on control specimens for the purpose of determining elastic moduli are made as a part of the inspections.

## DISCUSSION

The Long Time Study should be of particular interest to builders of dams because it is intimately concerned with useful life of cements in concretes in all kinds of construction. In it the performance of cements normally used for mass concrete may be compared with that of cements generally used for other types of construction. At the present time, data on physical and chemical properties of cements, their backgrounds of raw materials and methods of production and a very little on their performance in concrete are available for presentation. As time passes and it becomes possible to evaluate the factors involved in the performance of the test concrete, the value of the investigation should become increasingly important.

The investigation was intended primarily as a study of cements and the entire program has been evolved with cement performance as the primary consideration. Since the practical interest in cements has to do with its performance in concrete construction, the investigation is principally centered in full size structures with an adequate number of auxiliary specimens to provide supporting data. In addition to providing data for the study of cements, the investigation provides an opportunity for studying a wide range of other variables such as construction practices, mix proportions, type of aggregates, water-cement ratio, curing conditions and exposure to weather. It may well be that some of these variables will be found to overshadow the effects of cement characteristics.

*Preliminary Indications*

The one clear indication at the present stage of the investigation has to do with air-entrainment. After four to six years exposure to normal weathering there is not one of the full size structures or specimens of near job size with the air-entraining cements which shows signs of deterioration even with the poorest mixtures and poorest aggregates used. The accompanying photographs show box type specimens in the Illinois farm made with one air-entraining cement and its non-air-entraining counterpart after six years, exposure. Specimens shown are of lean wet mixes ( $4\frac{1}{2}$  sacks per cu. yd., 8 in. slump) with fine aggregate of doubtful quality and coarse aggregate (1 in. size) of good quality. The comparison shown is typical for the six air-entraining cements versus their six non-air-entraining counterparts in this lean wet mix. In better mixes the comparison is much less striking and in the best mixes no deterioration is shown for either the air-entraining or non-air-entraining cements. The advantages of air-entrainment have been shown to apply also in the exposure to sulphate soils, the concretes with the air-entraining cements generally resisting sulphate attack better than those with the corresponding non-air-entraining cements.

Other than the effect of air-entrainment the only development to date is a verification of previous findings in regard to cement composition for

sulphate exposures. In general, concrete specimens of Types II, IV and V cements (low in tricalcium aluminate) show improved resistance to the attack of sulphate soils in comparable mixes. The effect of mix proportions, however, greatly overshadows the effect of composition of cement, the rich mixes having relatively high resistance to sulphate attack.

It should be pointed out that none of the Long Time Study structures are large enough to bring out the problems of heat liberation. However, with regard to resistance to normal weathering, at this stage of the test it appears that there is little to choose between types of cement so long as an adequate period for hardening has been provided. In some cases Types II, IV and V cements appear at a disadvantage when test concrete was made late in the fall and there was insufficient time for hardening before freezing weather sets in. Where there is an adequate curing interval before exposure, it now appears that differences in individual cements are at least as great as differences between types so far as effects on durability in normal exposures are concerned.

### S U M M A R Y

This paper reviews an exhaustive investigation of Portland cement involving 27 commercial cements covering wide ranges in composition (all five A.S.T.M. Types C150-40T) and produced in widely separated cement-producing areas in the United States. The primary purpose is to study the performance of concrete with respect to characteristics of the cements. The program includes the close observation of the cements during manufacturing; the exceptionally complete testing of the cements; and the use of the cements in full size concrete structures, in near job size structures and in laboratory specimens. By observation and study of the structures and specimens over a period of years the performance will be evaluated in terms of measurable properties of the cements.

Preliminary indications confirm the generally accepted ideas regarding the effects of cement content and water-cement ratio on resistance of concrete to weathering. With regard to comparisons of cements, it appears that air-entrainment will be one of the major factors. After six years of exposure under severe conditions of weathering the most vulnerable concretes (lean mixes and high water-cement ratios) are showing marked deterioration except for those made with air-entraining cements. Favourable effects of air-entrainment are shown for other exposures. Results of proceeding investigations on resistance of concrete to sulphate-bearing soils are substantiated by one phase of the investigation in which cements of A.S.T.M. Types II, IV and V are shown to be superior in resistance to sulphate attack.

### R É S U M É

Cet article passe en revue une étude complète du ciment Portland portant sur 27 ciments commerciaux de compositions très variées (couvrant tous les cinq Types A.S.T.M. C150-40T) et fabriqués dans des régions très différentes des Etats-Unis. Le but principal est d'étudier le comportement du béton en fonction des caractéristiques des ciments. Le programme comprend le contrôle rigoureux des ciments pendant la fabrication; des essais particulièrement complets des ciments et l'emploi des ciments sur des ouvrages

principaux, des ouvrages secondaires et des échantillons de laboratoire. Par l'observation et l'étude des structures et des échantillons sur une période de plusieurs années, le comportement des ciments sera évalué en fonction de leurs propriétés mesurables.

Les premières indications confirment les idées généralement acceptées au sujet des effets de la teneur en ciment et du rapport eau sur ciment sur la résistance du béton aux intempéries. En considérant les comparaisons des ciments, il apparaît que l'inclusion d'air sera un des facteurs principaux. Après avoir été exposés six ans à de sévères conditions atmosphériques, les bétons les plus vulnérables ( bétons maigres et à grand rapport eau sur ciment ) montrent des détériorations notables, à l'exception de ceux fabriqués avec des ciments à inclusion d'air. Les effets favorables de l'inclusion d'air sont montrés lorsque le béton est soumis à d'autres actions. Les résultats des études précédentes sur la résistance du béton aux sols riches en sulfates sont établis par une phase de recherches au cours desquelles les ciments A.S.T.M. Types II, IV et V se sont révélés plus résistants à l'attaque des sulfates.

QUESTION N° II

LALIN  
SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

ADMIXTURES FOR THE PURPOSE OF IMPROVING THE  
WORKABILITY OF CONCRETE\*

G. S. LALIN

In connection with the construction of dams and power stations for the State Power Board in Sweden, some laboratory experiments have been undertaken in the use of admixtures to concrete. Some of the practical experience thus obtained has lately become of special interest, and a report would, therefore, seem to be called for.

Taking a certain cement-sand-stone mixture as a starting point, the consistency of the concrete will then be determined by the amount of water used. The required workability and cohesion, which are generally determined by the methods of conveyance and working, do not, however, allow of much variation in the amount of water. In cases, for instance, when spouts — even short ones — are employed, the possible deviations of consistency can only be very slight, and a constant watch must be kept on the quantity of water. An increase of 2 or 3 per cent above what is most suitable can sometimes lead to separation of water and stone. But the fresh concrete may be made more stable by increasing the amount of fines in the sand, either by separating part of the coarse sand or by adding fine sand. Some decrease in the weight and strength of the concrete will result owing to the required increase in water, but in return a more uniform product is obtained, having a decreased spread in strength and a decreased risk of local porosities. In the experience of the Power Board it has been found that sand suitable for hydraulic concrete should contain about 20 per cent finer than sieve 50 (sand max. = sieve 4). If a divergence is made from this rule, an increase in the fineness is preferable to a decrease. In some cases, 18 per cent is taken as the low limit and 25 per cent as the high limit. In localities where fine sand is not available to a sufficient extent, the workability has been increased by adding diatomaceous earth, up to an amount of 10 kg./m.<sup>3</sup> concrete. Experiments made 20 years ago showed that the higher the quality of diatomaceous earth — i.e. the lower the weight — the greater the effect. Diatomaceous earth of high quality is largely composed of diatoms, i.e. microscopic, hollow rings of pure silica. It may be of interest to know that the use of diatomaceous earth as an admixture lessens the unit weight of the concrete.

---

\*Additions destinées à améliorer la facilité de mise en oeuvre du béton.

In one case a decrease of 5 per cent was observed. Since this is too great to be caused by the pore in the diatomaceous earth, it must be accounted for by increased air volume. Presumably the diatomaceous earth operates as a dispersing agent, thereby spreading water and air in the fresh concrete.

Diatomaceous earth, however, does not appear to have any effect in excessively harsh mixtures. During the construction of a multiple-arch dam in Lappland, 20 km. north of the Arctic Circle, the difficulty of transport made it necessary to use artificial sand, as well as crushed stone. In 1922-23 the structure was carried to a maximum height of 16 m. when no admixture was used. Although the concrete was very harsh, the hardened product turned out fairly well, though not of such high quality as is now considered satisfactory. In 1937 a proposed extension was carried out, and the dam raised to a total maximum height of about 26 m. Before that, laboratory experiments had been carried out with the actual crushed material to be used. Obviously, admixtures had to be used, but of all the powdered admixtures tried there was none that gave the desired effect. Only when lathering admixtures, such as soaps or albuminoids, were employed was there any apparent increase in workability. All the lathering agents were added in the respective amounts per unit weight of concrete that gave the same diameter on the standard flow-table. In each case the concrete was redesigned in order to make up for variation in cement content. Reliable information as to the durability of concrete with soap as admixture was not obtained, but as regards albuminoids both scientific and practical information already existed. The latter were, therefore, used in the dam extension, notwithstanding a decrease in the weight and strength of the concrete. The results obtained were so encouraging that this admixture has ever since been used by the Power Board, as well as by many private builders of hydraulic concrete structures.

The increased workability obtained with lathering admixtures is attributed to the great number of small air bubbles arising from the foam. These act similarly as balls in a bearing, and facilitate the mobility of the particles. The proportion of albuminoid used in concrete in the Power Board constructions is usually 0.2 kg./m.<sup>3</sup> of concrete, which is found to develop 3-5 per cent of air.

In this connection it is interesting to note that lathering admixtures are also used in the United States. These generally consist of soap made by dissolving resin in sodium hydroxide, or by different sulphonated hydrocarbons. In America the process of introducing air bubbles into concrete is called air-entrainment.

The multiple-arch dam referred to above is an example illustrating how increase of workability improves the quality of the concrete. As far as the old part of this dam is concerned, the hardness of the concrete is perfectly satisfactory, but there is an apparent lack of uniformity, for which the harshness of the mix is responsible. Only a few years after construction, some of the arches showed moist spots and slight local seeping. These are entirely absent, however, in the new part. In fact, although it is now 10 years since this was constructed, there is not a single spot of moisture due to porous concrete along the whole 7,000 m.<sup>2</sup> downstream face of the arches. Corrosion and flaking by frost action have been equally absent, in spite of the fact that the structure is a regulation dam, badly exposed to frequent freezing and thawing conditions, especially in the early spring, at which time the reservoir is empty.

The workability of the concrete continues to improve with the increase of the amount of air introduced, while as regards the strength of the hardened

concrete, the reverse is the case. The amount of air should be regulated according to the influencing factors and the strength requirements for the structure.

In contrast to the encouraging experience gained with the use of albuminoids and diatomaceous earth in resisting frost action, it may be of interest to mention a disappointing one. During the war the scarcity of fuel made it necessary to manufacture a substitute for Portland cement. This consisted simply of standard Portland cement mixed with 35-50 per cent of powdered, inert material, mostly limestone. Every one of the Power Board outdoor structures exposed to moisture in which 50 per cent of the substitute was used has become badly disintegrated. Some have had to be rebuilt and others protected by gunite. There is a perceptible difference between the resistance of structures made with 35 per cent and 50 per cent inert material substitute. Most of the former are still intact.

The frost resistance mentioned in this article refers to the main body of the concrete structure, and has nothing to do with the flaking or disintegration occurring at the top surface, which may be assigned to the workmanship rather than to the material.

There has been some discussion as to the cause of the frost impregnability produced by lathering admixtures. A generally accepted theory is that the ice present — being very plastic at freezing point — is squeezed out of the microscopic pores, and stresses are obviated by the air bubbles serving as receptacles for the ice. The amount of air required for this purpose does not seem to have been fully discussed, however.

There are indications that a considerably smaller volume of air is required to obtain frost impregnability than that generally required to achieve the desired workability. There is, for instance, no case in the experience of the Power Board of frost deterioration in concrete where diatomaceous earth has been used as an admixture. Nor is there any case indicating that the lower parts of concrete walls and columns, where lathering albuminoids have been used as an admixture, have resisted the action of frost in a lesser degree than the upper parts. It should be borne in mind that by air content in this sense is meant the final volume, irrespective of the pressure.

In Power Board constructions it has been customary to limit the lift for ordinary structures to 0.3 m. per hour. There is also, however, a great deal of experience with speedy lifts and long setting time, resulting in pressures sufficient to decrease the air to half its original volume.

During laboratory experiments undertaken with the various lathering admixtures, the albuminoid product used seemed to have the same capacity of imparting workability as the others, in spite of diminished expansion and less air content. It seems to have a somewhat stronger effect upon the sand of sieve size 16.4 as against 50-16 which is stated to be the most effective for other lathering admixtures. But even on sand finer than sieve size 50 it has a visible effect. The cause is attributed to the better watering achieved by the electrically charged, degraded albumen molecules transporting water to the particles.

It is impossible to form a precise judgement of the degree of workability of concrete, particularly as the quality itself has not hitherto been completely defined. It is apparent that workability implies more than one quality. Besides mobility it should also mean good cohesion. The mix should be stable, in the sense that it is — as far as is possible — unaffected by variations in the water content. The differences between various mixes in this respect are quite obvious. For instance, one mix shows separation if 2 litres of water



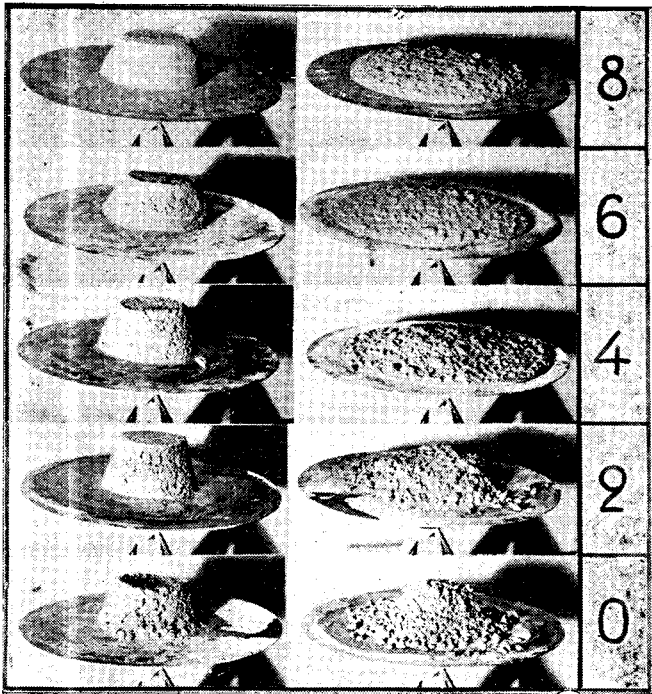


FIG. 1 — Flow-table photographs used for estimation of workability.

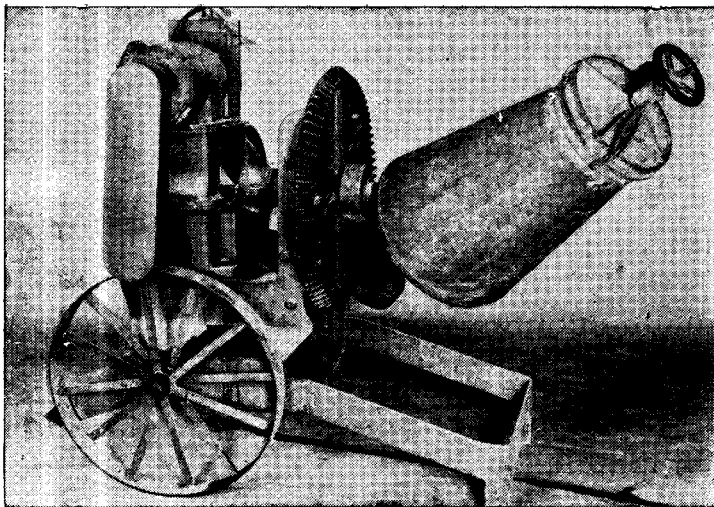


FIG. 2 — Laboratory concrete mixer provided with airtight lid to obviate evaporation.

above the optimum are added per m.<sup>3</sup> concrete, whilst another can take 5 litres or even more. The latter mix is, of course, to be preferred, if workability only is taken into consideration. When, in the course of experimentation, one mix happens to give a better workability than another, it will as a rule result in a somewhat lower compressive strength. At the Power Board's laboratory a series of photographs, graduated from 0 to 8, have been set up (FIG. 1). These are used in the field and are intended to facilitate the estimation of workability.

In laboratory work, certain mixes have shown such great susceptibility in regard to variation in water content that even evaporation from open mixers has had a great influence on the result. The Power Board, therefore, constructed a laboratory mixer which eliminated this defect (FIG. 2).

The risk of an overdose is often given as a reason for the objection to the use of lathering admixtures, and it is possible that the considerable improvement in workability obtained might lead unscrupulous persons to use too large quantities. Under some circumstances, as in the case of flaky crushed stone, it may, however, be necessary to increase the dose above the normal. We have several structures in Sweden that have been built in this way. It is true that the strength is rather low on account of the increased air content, but these structures have proved excellent with respect to impermeability and resistance to frost.

On the other hand, we cannot quote a case indicating that a *small* overdose has led to damage in the concrete. It is open to question whether it would not be of great value for the development of hydraulic concrete technique if contractors and engineers were to see the importance of uniformity in the finished product, even if this quality, to some extent, was obtained at the cost of compressive strength.

## S U M M A R Y

The report is a brief account of experience gained with the use of admixtures to concrete — one powdered and one lathering admixture. The workability of the concrete is of great importance and should be aimed at even — to some extent — at the cost of compressive strength. The influence of the admixtures on the frost impregnability is also discussed.

## R É S U M É

L'auteur expose brièvement l'expérience acquise dans l'emploi d'additions au béton: additions pulvérulentes et additions savonneuses. La facilité de mise en oeuvre du béton présente une très grande importance et l'on doit s'efforcer de la réaliser, en sacrifiant même, dans une certaine mesure, la résistance du béton. L'auteur étudie également l'influence des additions sur l'insensibilité du béton au froid.



QUESTION N° II

KALLAUNER  
TCHECOSLOVAQUIE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

ANY REMARKS ABOUT TESTS OF SPECIAL CEMENTS\*

O. KALLAUNER

*Prof. Dr. Ing.*

Before the last war special cements were not used for building large dams in C.S.R. We generally worked with Portland cement containing less quantity of CaO and with fineness about 8 per cent residue on sieve No. 70.<sup>1</sup>

Nowadays, we are contemplating using Portland-blastfurnace cement consisting of 50 per cent clinkers of P-cement and 50 per cent blastfurnace basic "slakkes" to prepare concrete for large dams at Vir, Moravia (about 500,000 m.<sup>3</sup> concrete). This kind of cement will probably be used, if the results of tests are successful with regard to workability, constance of volume, strength and low heat of hydration. These tests are being carried out in the Cement Works of Malomerice and in the State Research Institute of Silicate Industry at Brno under the supervision of Dr. Ing. O. Kallauner, Senior Professor of the Technical Department of the University at Brno.

As to the methods in the laboratories, which were applicable to cements used in large dams, the State Research Institute of Silicate Industry which has been especially equipped for using these methods, has begun to use the methods which were formerly used before the last war.

Of the various methods the following are considered to be useful: waterproofing and determination of the resistance against dissolution of the resistance against dissolution, and of the heat of hydration according to the solution method. Waterproofing and resistance against dissolution are determined by means of concrete circular cylinders  $d = 30$  cm. and having a height of 20 cm. The arrangement corresponds to Fig. 1, the part of the concrete cylinder to Fig. 2. This method of testing has been used for the first time for the composition of the concrete for the large dams at Vranov (Moravia) in 1933. Similar methods are also used in France by Prof. M. Mary.

The methods of determining the heat of hydration, determined by solution methods, have been improved by introducing Höppler's ultrathermostat

---

\*Quelques remarques sur les essais de ciments spéciaux.

1. PROF. DR. ING. O. KALLAUNER: Special Cement, Second Congress on Large Dams, Washington, 1936.

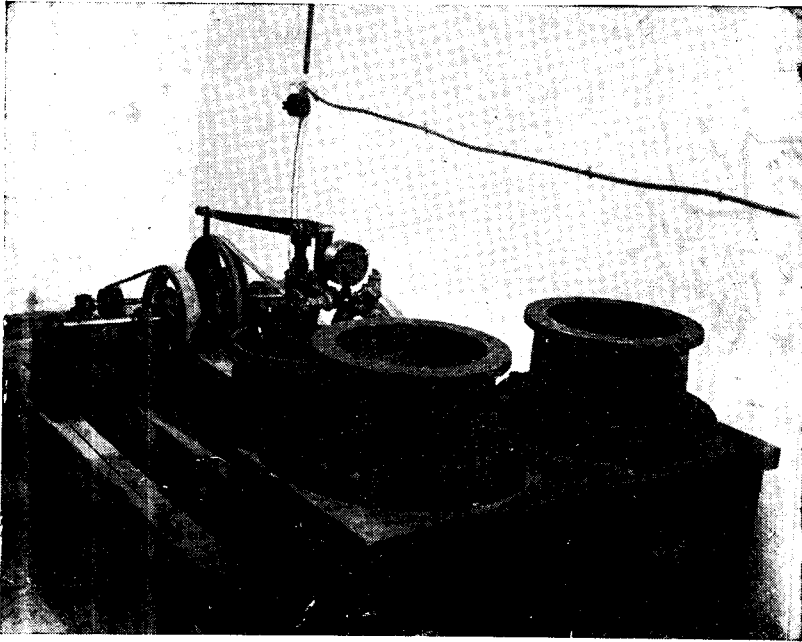


FIG. 1.

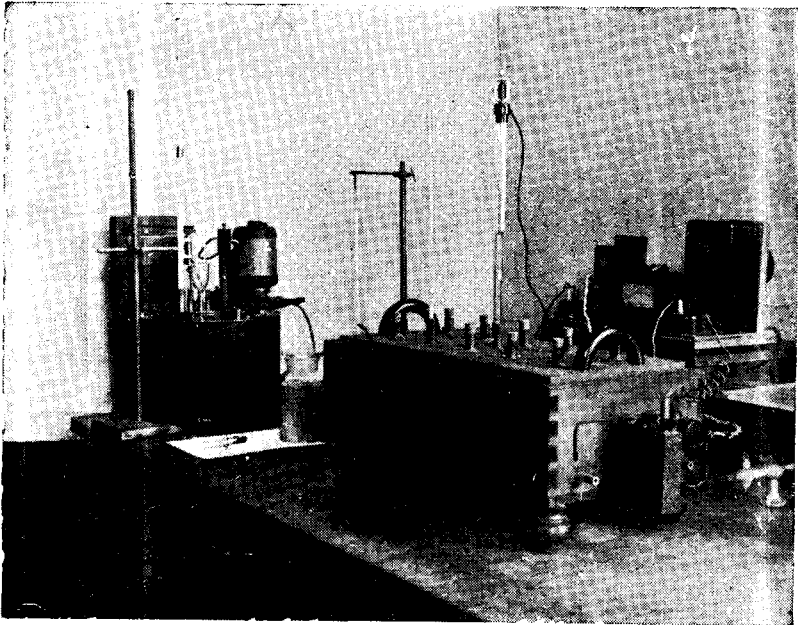


FIG. 3.

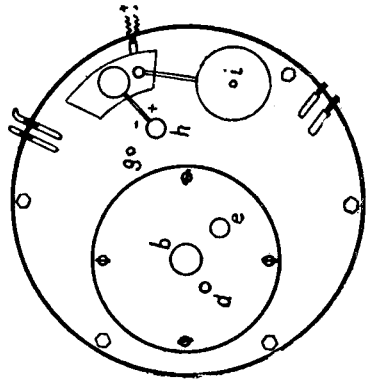
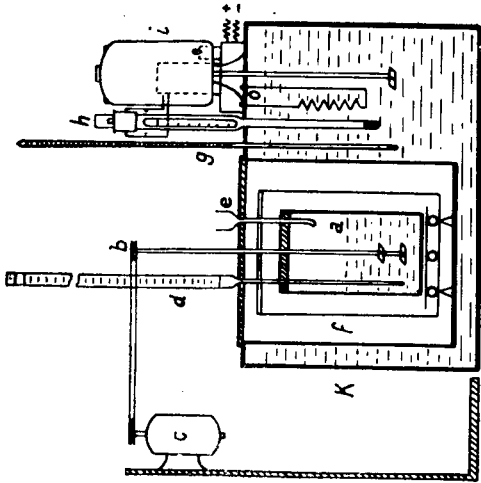


FIG. 4.

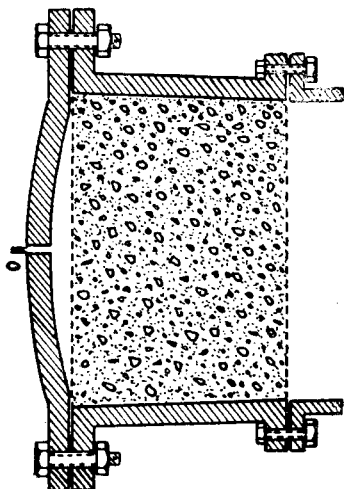
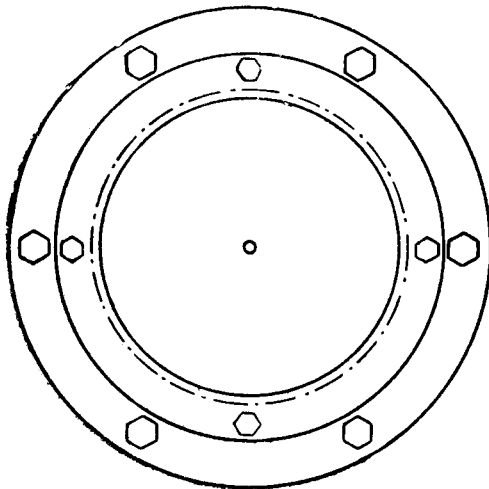


FIG. 2.

(temperature deviation  $\pm 0.005^{\circ}\text{C}$ ). The dish for the solution is made of platinum. The arrangement corresponds to Fig. 3 (left side; on the right side there is a thermostat for keeping hardening mortar), the details correspond to the set-up in Fig. 4.

Before the war some adiabatic methods had been used. During the German occupation the State Research Institute of Silicate Industry was closed and its scientific work interrupted. There were only poor results obtained with the adiabatic methods which showed the way back to the more reliable methods of heat of hydration determined by the heat of solution method.

QUESTION N° II

RAWHOUSER  
U.S.A.

TROISIÈME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

TEMPERATURE CONTROL OF MASS CONCRETE  
TO PREVENT CRACKING\*

CLARENCE RAWHOUSER

*Civil Engineer, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado*

C R A C K I N G

Concrete will crack whenever the tensile stress exceeds the tensile strength. In mass concrete, tensile stress is caused principally by changes in temperature. The numerical magnitude of thermal stress is the product of these four quantities: temperature change, coefficient of expansion, effective modulus of elasticity for the particular pattern of stress or load, and degree of restraint. The cracking tendency, therefore, is least if all these factors can be kept low and if the tensile strength of the concrete is high. Some of these factors vary with age and are not readily subject to control.

The thermal coefficient of expansion and contraction is influenced principally by the type of aggregate. Laboratory specimens show some variation at early ages but nearly constant values after three days, and nearly the same values for expansion and for contraction. Coefficients determined from laboratory tests range from 0.000004 to 0.000007 per degree F.

"Sustained modulus of elasticity" is a term used to include the elastic and creep effects in one expression to aid in visualizing the net effects of stress-strain conditions up to any given time. The sustained modulus at any time is computed by dividing the unit sustained stress by the sum of the elastic and creep deformations at that time. Obtained in this manner the sustained modulus represents a definite property of the concrete and as such may be used in comparing the behaviour of different concretes. In general, a low value is desirable in order that stresses due to restraint, to temperature variations and possible cracking may be low. Concrete in service is not usually subjected to constant stress in the manner in which the sustained modulus is obtained, so that the sustained modulus may not ordinarily be directly applicable for determining stresses. However, the elastic and creep effects can be combined in an overall stress-strain relationship in the service structure which might be called the "effective modulus of elasticity". The value of the effective modulus at any time will depend upon the entire stress

---

\*Contrôle des températures dans les bétons massifs pour éviter la fissuration.



history. The value for any particular time-stress pattern may be determined in the laboratory by tests which reproduce a similar stress or strain pattern. The sustained or effective modulus also cannot be controlled to any appreciable extent though in some instances advantage can be taken of low modulus by controlling the temperature change to take place at early age or very slowly at later ages.

The degree of restraint is defined as the fractional part of the potential length change that is prevented from taking place. When concrete is permitted to expand or contract freely, no stress results from a change in temperature, but when the expansion or contraction is prevented or restrained in part or completely, some stress must result. The amount of restraint may be established by the dimensions of the structure and method of construction, and may be affected by the design, as for example, by the spacing of contraction joints. Restraint to temperature deformation of concrete by the rock foundation and restraint of surface layers by the interior mass are usually present.

The number of degrees of change in temperature is only one of several factors which determine the cracking tendency of mass concrete. It is almost meaningless to determine the number of degrees of temperature drop a concrete can withstand without considering the other factors. Incorrect conclusions may be drawn, for example, in evaluating relative merits of different cements by considering only two factors, the strength-heat relationship. A convenient figure, however, is the amount of *sudden* temperature drop which can be withstood when the restraint is 100 per cent. This value is usually assumed to be about 20°F. because ordinary concrete is considered to have a coefficient of expansion of 5 or 6 millionths, a modulus of elasticity of about 3,000,000 p.s.i. and a tensile strength of not much over 300 p.s.i. These numerical values should be considered to be relative only, although they do represent average values for present-day concrete. The gradual temperature drop which can be withstood by concrete is about twice the sudden value. A gradual drop is considered to be one which occurs slowly over several weeks' time. It is not rare to find that the temperature drop which concrete is able to withstand may be as much as *three* or *four* times as great for a very slow change and as for a sudden change. The reduction in sustained modulus accounts for the greater part of the benefit due to slow change, and the remainder is due to the more general participation of the concrete mass and its foundation in the temperature change, thus reducing the degree of restraint.

#### THE TEMPERATURE FACTOR

Nevertheless, temperature change is the most significant of the factors which influences the cracking tendency of mass concrete and, fortunately, a factor which is subject to practical and economical measures of control. Careful control of temperature is required if volume changes are to be kept sufficiently small so as to prevent cracking of mass concrete. Consideration of the temperature variations without control and computation of the effects of variables present factors of control and permit their evaluation. The problem is usually that of treatment of excess heat, and most methods of control seek either to prevent or to remove such excess heat. Evaluation of the effects of the many variables permits choice of the method which is most effective for the least cost.

Normal temperature conditions in a massive concrete structure depend upon (1) hydration effects, which are determined by the composition of the concrete, (2) climatic conditions at the site of operations, and (3) requirements of design and construction, such as the size and type of structure and rate

of construction. In the following sections are outlined some of the temperature conditions, objectionable from the standpoint of cracking, which are usually associated with mass concrete construction, and measures and procedures available for controlling the temperature to prevent the large volume changes conducive to cracking.

#### UNFAVOURABLE TEMPERATURE CONDITIONS

Unfavourable elements and conditions in the above-mentioned three general categories which are conducive to cracking or objectionable from the standpoint of control of temperature are as follows:

##### *Cement which, in hydration, develops heat rapidly in the early age*

This is characteristic of normal Portland cement (A.S.T.M. Type I) which is produced as the standard product of most cement plants. Concrete made with this cement will rise in temperature under adiabatic conditions about 50 per cent of its ultimate rise by the end of the first day, about 75 per cent in two days, and about 90 per cent in seven days.

##### *Concrete which contains high cement content*

The cement content for mass concrete is usually close to 1 barrel, or 4 sacks, of cement for each cu. yd. of concrete. In normal hydration of a barrel of cement about 64,000 B.t.u. of heat are released. Under adiabatic conditions, this amount of heat would raise the temperature of the concrete about 65°-70°F.

##### *Concrete which has a very low coefficient of diffusivity*

The coefficient of diffusivity, determined by the conductivity, specific heat, and weight per unit volume of the concrete, is an index of the facility with which concrete undergoes temperature change. The time required to lose excess heat under given conditions varies inversely with the coefficient of diffusivity. This cannot be controlled but must be taken into consideration in planning methods to control the temperature.

#### LOW FINAL STABLE TEMPERATURE CONDITIONS

The final stable temperature conditions are dependent on the long-time exposure conditions. For a concrete dam, this will depend on the mean annual air and water temperatures to which the structure is exposed, as modified by direct solar radiation on the dam. In the northern part of the United States, final stable temperatures close to 40°F. are not unusual. Careful control is required if concrete temperatures during construction are to be held reasonably close to the final temperature.

#### HIGH INITIAL TEMPERATURE OF CONCRETE

##### *Concreting during extremely hot weather*

These conditions usually go together. Unless special precautions are taken, the initial temperature will usually be close to mean monthly air temperature. If the initial temperature is reduced and concrete placed during extremely hot weather, heat will be absorbed during placement and while the lift is exposed, so that the effect of reduction of placing temperature is

largely nullified. With high initial temperature, the change to final temperature may be excessive regardless of hydration effects.

*Large temperature rise of concrete during construction*

This is largely dependent on the hydration effects and measures taken to allow or force dissipation of heat of hydration as it is developed. A temperature rise of 60°F. is not unusual where heat is not permitted to be dissipated during construction.

*High maximum temperature of concrete*

Initial temperature plus temperature rise determine the maximum temperature of the concrete. The following values are indicative of average maximum temperatures attained in concrete placed in summer time in structures under varying conditions: Hoover Dam, 121°F.; Parker Dam, 130°F.; Seminoe Dam, 98°F.; Grand Coulee Dam, 120°F.; Friant Dam, 92°F.; and Shasta Dam, 98°F.

COLD EXPOSURE CONDITIONS DURING CONSTRUCTION

*Steep temperature gradients from warm interior to cold exposed surface*

These conditions also go together. Probably the source of most cracks in mass concrete construction is at surfaces exposed during construction to temperatures much colder than the warm interior of the mass. Time of removal of forms and curing with cold water may accentuate this condition.

*Large daily and seasonal climatic temperature variations*

Probably the most severe temperature stress conditions are likely to occur in concrete placed in the hot weather of late summer, which is soon thereafter subjected to the rapidly dropping temperatures of early autumn. Daily temperature variations can affect only a thin surface layer of the exposed concrete. At a depth of 1 ft. the range of concrete temperature due to daily variation of surface temperature will be only about one-fifth of the temperature range at the surface.

*Large temperature change from maximum to final temperature*

Temperature change in a massive concrete dam from maximum to final will ordinarily occur over a period of years, the time required varying directly as the square of the thickness. A dam, 50 ft. thick, may be expected to lose 90 per cent of its excess heat in 1.5 years, whereas one 300 ft. thick will require over 50 years to lose the same proportion of its excess heat.

*Large base dimensions of structure or widely spaced contraction joints*

Experience has indicated that with mass concrete the spacing between contraction joints may seldom exceed 50 ft. if intermediate cracks are to be avoided, and usually a closer spacing is considered desirable. If the temperature change in the concrete is controlled so as not to exceed 20°, spacing of joints and base dimensions of blocks may be doubled or even tripled without development of intermediate cracks, even though the restraint of the rock foundation is high.

*Rapid rate of construction*

The rate of construction, thickness of lift, and time of exposure of the top of the lift usually determine the amount of heat that will be lost from the mass during the construction period. A 5 ft. lift exposed on the top for 5 days to temperature equal to the initial temperature of the concrete will lose from 30 to 40 per cent of the total heat of hydration through the top surface during the period of exposure.

Internal joints, galleries, or bulkheads are obviously conducive to cracking. Not only do they reduce the section which must carry the tensile stress due to cooling, but also they concentrate stresses at their edges. The indicated precaution is to avoid galleries in regions where cracks are likely to occur, or least in regions where cracks would be detrimental to structural stability.

## MEASURES FOR CONTROL OF TEMPERATURE

Temperature control of concrete during the construction period usually employs methods seeking to effect control through one or a combination of the following measures:

- (1) Placing concrete at as low temperature as possible or at as close to final stable temperature as possible.
- (2) Removal of heat of hydration as developed, thereby reducing the temperature rise, which, with control of the initial temperature, will help in control of the maximum temperature.
- (3) Removal of excess heat during the construction period by artificial cooling.
- (4) Prevention of development of unfavourable temperature gradients as from exposed surfaces to the interior.
- (5) Development of favourable temperature gradients at time of zero stress which with subsequent temperature variations will oppose the development of tensile stresses in regions where cracks normally start.

## PROCEDURES USED IN CONTROLLING TEMPERATURES

Procedures for effecting the preceding measures of control are as follows:

*Low initial concrete temperature*

Initial temperature of the concrete can be reduced effectively by cooling the ingredients, particularly the coarse aggregate, by using cold water in the mixture, or by substituting ice for part or all of the added mixing water. The benefit to be derived in lowered concrete temperature by lowering the temperature of the various ingredients is indicated in the comparison below. The mix represented is that of the mass concrete of Friant Dam. The mix proportions by weight of water, cement, pumicite, sand, and coarse aggregate are 0.79: 1.00: 0.25: 3.37: 9.35.

*Comparison showing effect of temperature of ingredients on placing temperatures*

Without heat loss to or gain from the outside, to change the initial temperature of the concrete of Friant Dam 1.0°F., the 9.35 parts of coarse aggregate with attendant 0.050 parts of moisture must be changed 1.9 degrees, or the 3.37 parts of sand with attendant 0.296 parts of moisture must be changed 3.7 degrees, or the 0.395 parts of added mixing water must be changed 8.7 degrees, or the 1 part of cement must be changed 18.1 degrees,

or, the 0.25 parts of pumicite with attendant 0.049 parts of moisture must be changed 35.7 degrees, or with mixing water at 32°F, 6.0 per cent of the mixing water, which amounts to 0.024 parts, must be replaced by ice.

Unless special precautions are taken, considerable heat will be gained in the acts of mixing and placing if the mixture is very much lower than the air temperature. Heat will also be absorbed during the early age by the concrete if the initial temperature is much lower than the exposure temperature, so that the reduction in maximum temperature is ordinarily much less than the reduction in initial temperature. When the initial temperature is lowered and artificial cooling with embedded pipes is started immediately, the temperature of the concrete at the bottom of the lift in contact with the rock or the previously placed concrete can be controlled much more effectively than by either method used independently. Low initial temperature will, of course, be produced naturally by placement of concrete in cold weather.

#### *Prevention of temperature rise from heat of hydration*

Artificial cooling by circulating cold water through embedded cooling pipes is about the only means of effectively removing heat of hydration almost as rapidly as it is developed and thereby reducing or preventing temperature rise of the concrete through hydration effects. Normal Portland cement develops heat so rapidly at the early age that the heat cannot be removed so rapidly as it is developed even with closely spaced cooling pipes. Low-heat cement, which at early ages develops heat only about half as rapidly as normal cement, is effectively used in mass concrete, in conjunction with artificial cooling, to hold down the temperature rise. Use of less cement per cubic yard of concrete directly reduces the amount of heat that will be generated and that must be removed. Thin sections of concrete will lose heat to the surfaces almost as rapidly as it is developed. To take advantage of loss of heat to exposed surfaces, most specifications for mass concrete restrict the height of lift and require that the top of the lift be exposed some minimum time such as 3 days. Only limited benefit can be obtained by this method alone.

#### *Removal of excess heat by artificial cooling*

Cracking that might be developed over a long period of time through temperature change from maximum to final stable temperature can be controlled by location of contraction joints in two directions sufficiently close that intermediate cracks will not develop, by removal of excess heat during the construction period with an embedded-pipe cooling system, after which with the concrete at minimum volume and the contraction joints opened, the joints may be grouted, thus obtaining the monolithic structure assumed in design. This procedure was used in both Hoover and Grand Coulee Dams. In these structures very little effort was made to control temperature rise except through use of low-heat cement and restrictions on placement and exposure during construction. In later applications, even with contraction joints in both directions as at Shasta Dam, cooling was started immediately with placement of concrete, thereby reducing the temperature rise and the maximum temperature.

#### *Prevention of development of unfavourable temperature gradients*

Steep temperature gradients during construction from cold-exposed surfaces to warm interior of the mass can be prevented by cooling the interior

with an embedded-pipe cooling system to more nearly conform to the temperature of the exposed surface. At Shasta Dam, for example, when a row of blocks exposed on the side for a height of nearly 300 ft. started to deflect by bending toward the exposed surface, when the surface was cooled rapidly by lowering air temperature in the early winter, the bending was stopped and the row straightened by further cooling of the warm interior of the row. The height of exposure, in this case, was a construction expedient. At the time of maximum bending the temperature of the interior of the row was 76°F. while that of the exposed surface had lowered to a mean daily temperature of 45°F. The remedial measure of reducing the temperature gradient through the row of blocks could not have been accomplished if artificial cooling had not been available, except possibly by warming the surface and maintaining a warm surface throughout the winter at considerable extra expense.

#### *Development of favourable temperature distributions*

Possibly in no other way than through the use of artificial cooling can favourable temperature gradients be established in the early age which, with subsequent temperature change, will oppose the development of stresses producing cracks. As an example, very long 5 ft. lifts of concrete were placed at the base of Friant Dam without cracking. Low-heat cement was used; initial temperature of concrete was lowered during the summer time by cooling the aggregate, and by substitution of 20 per cent of the added mixing water in the form of ice, and artificial cooling was started immediately with placement of concrete by circulating water about 10° less than the placing temperature of the concrete through an embedded-pipe cooling system. Without cooling, the temperature rise near the base of a lift is very close to the adiabatic temperature rise during the first few days. Effective reduction of maximum temperature with some lowering of the contact temperature has been obtained by using 2½ ft. lifts in critical locations of some dams. More favourable temperature distributions through the lifts were obtained in Friant Dam where the cooling pipes were spaced 2½ ft. apart horizontally on the rock surface, and on the top of each 5 ft. lift. Thus, during the early period when the temperature normally rises, zoned regions having different temperatures developed through the lift; cool zones at the contact surface with the rock or the lift below and at the top where the lift was exposed, and a warm zone in the middle of the lift. Considering that very little compression developed in concrete during the initial temperature rise, the state of zero stress through the lift was obtained with the center of the lift some 12°-15° higher in temperature than the top and the bottom of the lift. Subsequent reduction in temperature of the middle of the lift must have induced tensile stresses in this region, with balancing compressive stresses in the top of the lift and at the contact surface where cracks normally have their beginning. With this procedure 5 ft. lifts, 260 ft. long, were placed upon rock foundations where the restraint must have been close to 100 per cent without having cracks developed in the concrete.

#### ARTIFICIAL COOLING

Artificial cooling is definitely established as the most effective means of controlling the temperature of concrete. Furthermore, the most satisfactory, most flexible and, for the degree of control obtained, the most economical method of artificially cooling the concrete is by circulating cold water through a pipe system embedded in the concrete.

### *Advantages*

The advantages of cooling the concrete artificially are:

- (1) The concrete may be cooled to the final temperature in a relatively short time during the period of construction, after which, with the concrete at minimum volume and the contraction joints opened to the fullest extent, the joints may be grouted, thus obtaining the monolithic structure assumed in design.
- (2) The mass may be cooled uniformly, thus preventing large temperature gradients from the warm interior to the cold exterior which are conducive to cracking of the concrete at the exposed surfaces.
- (3) Sub-cooling may be accomplished, if desired, and in the case of an arch dam with joints grouted in the sub-cooled condition, the effect of the subsequent temperature rise will counteract and prevent excessive deflection due to water load.
- (4) The temperature of the various parts of the structure may be controlled at the time of grouting the joints so that the effect of subsequent temperature change may counteract unfavourable load-stress distributions.
- (5) Cooling started immediately after placing the concrete, and especially with the use of a cement which develops heat slowly will lower the maximum temperature of the concrete considerably.
- (6) With temperature strains and stresses imposed on the concrete in the early age, when the concrete is relatively plastic, greater relief of stress is obtained through creep than would be obtained with equal strains at later ages.

Cooling with embedded pipes has the following advantages:

- (1) Flexibility of arrangement — Cooling may be accomplished from either face or from galleries or shafts within the dam.
- (2) Complete coverage — All parts of the dam may be cooled without difficulty.
- (3) Flexibility of operation — Any desired degree of cooling may be accomplished, at any place, at any time.
- (4) Low cost — Complete cost of actual installations in six dams, ranging in size from 175,000 to 9,430,000 cu. yd., including all labour and material costs chargeable to cooling, varied from \$0.13 to \$0.55 per cubic yard of concrete cooled.

### *Description of embedded-pipe cooling system*

The cooling system in most general use is made up of a number of embedded coils in parallel, served by supply and return headers. The coils are of 1 in. outside diameter, thin-wall metal tubing about 800 ft. long, coupled with expansion-type couplings. The tubing is placed on the rock surface and on the top of each lift after it has hardened. For the customary 5 ft. lift the vertical spacing of pipes is thus 5 ft. The horizontal spacing is varied to suit the purpose and is usually between 2 ft. and 6 ft. The velocity of flow of the cooling water through the embedded coil is not less than 2 ft. per second which amounts to about 4 gpm. in the 1 in. tubing. The water is usually pumped through the coils, though a gravity system may sometimes be used to advantage. When refrigerated water is used, a closed system of piping is usually employed in which the warmed water is returned to the water coolers in the refrigerating plant and is used repeatedly. The

temperature of the concrete, for control of the cooling system operation, is determined by resistance thermometers embedded in the concrete or inserted in pipes embedded in the concrete for that purpose.

### S U M M A R Y

Cracking of mass concrete, caused principally by changes in temperature, is dependent on the magnitude of temperature change, coefficient of thermal expansion, sustained modulus of elasticity, degree of restraint and strength. Of these factors, temperature change is the most important and, fortunately, most susceptible to control. Usual temperature conditions associated with mass concrete construction are of the nature which induces cracking. These unfavourable temperature conditions and their causes are given, in considering them as a basis for application of preventive measures. Improvement of temperature conditions usually is accomplished through one or a combination of the following measures: placing concrete at low initial temperature; attempting to remove heat of hydration as rapidly as it generated, thereby reducing the temperature rise; removing excess heat during the construction period by artificial cooling; preventing development of unfavourable temperature gradients in the structure; and producing temperature gradients which will oppose the development of tensile stress in regions where cracks normally start.

The procedures used to control the temperature of the concrete through the above-mentioned measures are indicated. Examples of procedures used in specific instances and results obtained are cited. Initial temperatures may be lowered by cooling the concrete materials and by substituting ice for part or all of the added mixing water. Excess heat may be removed by artificial cooling. The most effective means of cooling the concrete is with an embedded-pipe cooling system through which cold water is circulated. Pipe spacing, start of cooling, and the use of either river water or refrigerated water as the cooling medium may be varied to suit the purpose. The cooling system is made up of a number of embedded coils in parallel, served by supply and return headers. The coils are of 1 in. outside diameter, thin-wall metal tubing, about 800 ft. long. The tubing is placed on the rock foundations and on the top of each 5 ft. lift. Horizontal spacing is usually between 2 ft. and 6 ft. The velocity of flow of the cooling water through the embedded coils is not less than 2 ft. per second. Advantages are given of cooling the concrete artificially and of use of the embedded-pipe system. Complete cost of actual installations, including all labour and material costs chargeable to cooling, varied from \$0.13 to \$0.55 per cubic yard of concrete cooled.

### R É S U M É

La fissuration dans le béton de masse, due principalement aux variations de température, dépend de l'amplitude de ces variations, du coefficient de dilatation thermique, du module d'élasticité, du nombre de liaisons et de la résistance. De tous ces facteurs, la variation de température est le plus important, et, heureusement, le plus susceptible de contrôle. Les conditions habituelles de températures dans la construction du béton de masse sont de nature à provoquer la fissuration. On énumère ces conditions de température défavorables et leurs causes, en les considérant comme une base pour l'application des mesures préventives. L'amélioration des conditions de température



est généralement réalisée par l'une ou l'autre combinaison des mesures suivantes: mettre en place le béton à basse température initiale, essayer de dissiper la chaleur d'hydratation au fur et à mesure de sa génération, réduisant ainsi l'élévation de température, dissiper l'excès de dégagement calorifique pendant la construction par refroidissement artificiel, éviter le développement dans la structure de gradients de températures défavorables, enfin produire des gradients de températures qui s'opposent au développement de tensions dans des régions où normalement les fissures s'amorcent.

On décrit les procédés utilisés pour contrôler la température du béton par les mesures ci-dessus. Des exemples de procédés utilisés dans des ouvrages, et les résultats obtenus, sont cités. Les températures initiales peuvent être abaissées par le refroidissement des matériaux du béton et par la substitution de glace à tout ou partie de l'eau de gâchage. L'excès de chaleur peut être dissipé par refroidissement artificiel. Le moyen le plus efficace de refroidissement est un système de tubes noyés dans le béton et parcourus par un courant d'eau froide. L'espacement des tubes, la mise en action du refroidissement, et l'utilisation, soit d'eau de rivière, soit d'eau réfrigérée, comme agent de refroidissement peuvent varier suivant le but poursuivi. Le système réfrigérant est constitué par un certain nombre de circuits en parallèle, reliés à des conduites d'alimentation et de retour. Les circuits sont constitués par des tubes métalliques minces, longs de 800 pieds environ, avec un diamètre extérieur de 1 pouce. Les tubes sont placés sur le rocher de fondation et après chaque coulée de 5 pieds. L'espacement horizontal est habituellement de 2 à 6 pieds. La vitesse de l'eau de refroidissement dans les tubes est au moins de 2 à 6 pieds par seconde. Les avantages du refroidissement artificiel du béton et de l'utilisation du système de tubes noyés dans le béton sont exposés. Le coût total des installations réalisées, comprenant la main-d'œuvre et les frais de matériel imputables au refroidissement, a varié de \$0,13 à \$0,55 par m.<sup>3</sup> de béton refroidi.

800 pieds	=	248 m.
5 „	=	1,55 m.
2 „	=	0,62 m.
6 „	=	1,86 m.

## BIBLIOGRAPHY

1. BLANKS, R. F., MEISSNER, H. S. & RAWHOUSER, C.: "Cracking in Mass Concrete", American Concrete Institute Journal, March-April 1938, Proceedings, V. 34, pp. 477-95.
2. CARLSON, R. W.: "Temperatures and Stresses in Mass Concrete", American Concrete Institute Journal, March-April 1938, Proceedings, V. 34, pp. 497-515.
3. FORBRICH, L. R.: "Temperature Effects Near Concrete Surfaces as Affected by Heat Liberation of Cement", American Concrete Institute Journal, Sept. 1941, Proceedings, V. 38, pp. 53-62.
4. GLOVER, R. L.: "Flow of Heat in Dams", American Concrete Institute Journal, Nov.-Dec. 1934, Proceedings, V. 31, pp. 113-24.
5. LAURGAARD, O.: "Crack Prevention Program, Hiwassee Dam", Proceedings, American Society of Civil Engineers, March 1941, Vol. 67, No. 3, pp. 327-49.
6. MCHENRY, DOUGLAS: "The Control of Temperature in Massive Concrete Structures". "Temperature, Its Measurement and Control in Science and Industry", published under the auspices of the American Institute of Physics, Reinhold Publishing Corp., New York, 1941.
7. RAWHOUSER, CLARENCE: "Cracking and Temperature Control of Mass Concrete", American Concrete Institute Journal, Feb. 1945, Proceedings, V. 41, pp. 305-46.
8. RAWHOUSER, CLARENCE: "Refrigeration Makes the Big Dams Possible", Refrigerating Engineering, Dec. 1947, pp. 534-38.

QUESTION N° II

BLANKS et PRICE  
U.S.A.

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

NEW DEVELOPMENTS IN CONCRETE AND APPLICATIONS  
IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE DAMS\*

R. F. BLANKS

*Chief, Research and Geology Division, Bureau of Reclamation*

and

W. H. PRICE

*Head, Materials Laboratories, Bureau of Reclamation*

INTRODUCTION

Many advancements have been made toward the improvement of concrete as a building material during recent years. Concrete surfaces have been improved through the use of the vacuum process, absorptive form lining, and perforated forms; expansive cracking resulting from the reaction of alkalis in the cement with certain aggregates has been reduced through the addition of pozzolans to the concrete mix and by limiting the alkali content of Portland cement; the durability and many other properties of concrete have been improved through the purposeful entrainment of air in the concrete; and many advantages have been gained under certain types of construction by first packing the aggregate in the space to be filled and then filling the voids in the aggregate mass with a sand-cement grout. Many other important advances have been made, but as it is impossible to cover adequately all recent developments in this paper, it will be limited to a discussion of air-entrainment, pozzolans, surface improvements, and prepacked concrete. Because the entrainment of air in concrete is by far the most important of the developments mentioned, its use and effects on the properties of the concrete will be discussed at some length.

BEHAVIOUR OF CONCRETE CONTAINING ENTRAINED AIR

The use of air-entrained concrete has increased rapidly in the United States since it was realized in 1938 that the durability of concrete highways

---

\*Contributions à la technique du béton dans ses applications à la construction des barrages.

was materially improved by entrained air in the concrete. This realization led to further research and to the use of concrete containing entrained air in millions of cubic yards of concrete in every type of concrete structure in the United States. Air-entrained concrete is now being used in the construction of our large concrete dams.

From experience gained in the field and laboratory, it can be conclusively stated that air-entrainment materially improves the resistance of concrete to weathering and its resistance to freezing and thawing as indicated by the curves shown in Fig. 1. It reduces the scaling resulting from the use of calcium chloride for ice removal on highways and improves the resistance of concrete to sulphate attack, as is also shown in Fig. 1.

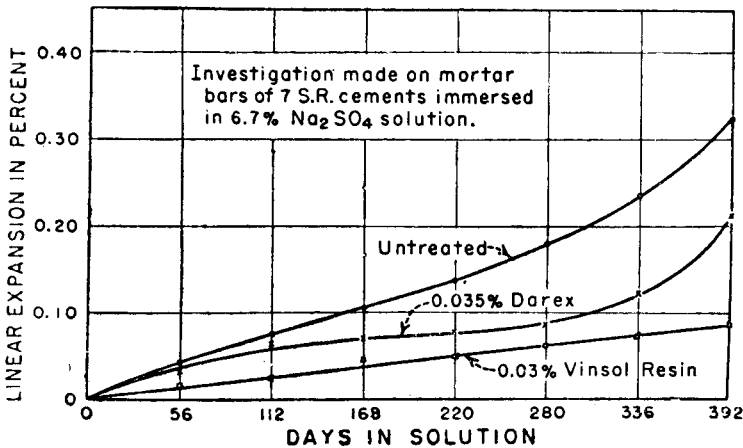
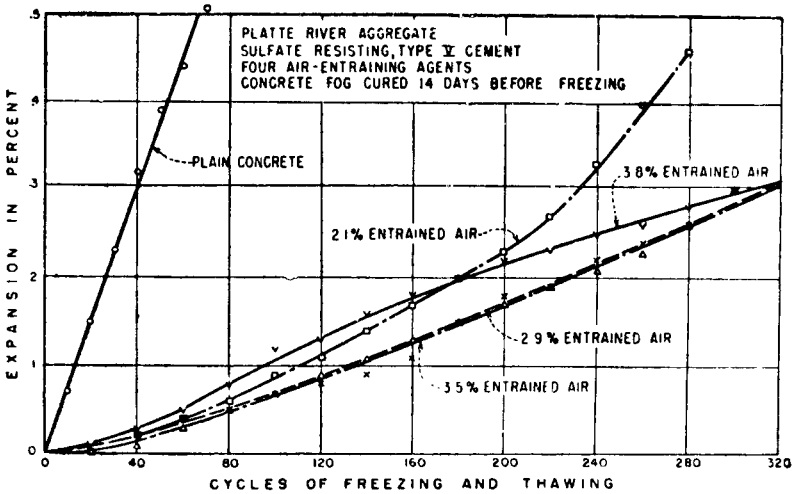


FIGURE 1

Durability increases approximately 750 per cent when 3.5 per cent air is entrained. Air-entraining agents increase the resistance to sulphate corrosion of mortar made with sulphate-resistant cement.

The permeability of concrete is not increased by entrained air until the air content reaches the high figure of 20 per cent. Air-entrained concrete, after it has once dried, is more resistant to the passage of moisture than regular concrete and it will absorb less water. The small disconnected air voids offer a barrier to the passage of the water. Entrained air greatly improves the workability of the concrete. It permits the use of more poorly graded aggregates, reduces bleeding, reduces stickiness and, in general, facilitates the placing and handling of concrete. Reduced bleeding resulting from the use of entrained air permits earlier finishing of the surface of concrete slabs. Air-entrained concrete can be transported and placed with less segregation than regular concrete, and it has been hauled in non-agitating trucks for distances up to 15 miles without serious separation of the ingredients. Contractors who have been given the option of using regular concrete or air-entrained concrete have usually elected to use the air-entrained concrete and furnish the air-entraining agent. The time saved in placing, handling and finishing more than offsets the 5 cents cost per cubic yard of concrete for the air-entraining agent used.

Each percentage of air entrained permits a reduction in mixing of water from 2 to 4 per cent, and for a given water-cement ratio a corresponding reduction in cement content is realized, with no loss in slump and with some improvement in workability. This reduction in cement results in a lower temperature rise in the concrete which is of considerable importance in massive structures. There is usually a decrease in strength with the entrainment of air, except in the range of lean mixes containing less than  $4\frac{1}{2}$  sacks of cement per cubic yard in which range the strength of the concrete for a constant cement content may be slightly increased for air percentages up to 6 per cent. The strength of air-entrained concrete is not proportional to the water-cement ratio, and where the water-cement ratio is held constant, the strength is reduced by from 4 to 6 per cent for each percentage of air entrained. There is a close relationship between the strength of air-entrained concrete and the ratio of the absolute volumes of the air plus water to the cement, as is shown in Fig. 2; it also shows the variations in strength for constant cement content and constant water-cement ratio as the percentage of air in the concrete is changed.

The majority of the air entrained in the concrete is contained in the mortar, the material below  $\frac{1}{4}$  in. in size. The percentage of mortar in the concrete decreases as the maximum size aggregate is increased, and it has been found that it requires a lower percentage of air for a mix containing 6 in. maximum aggregate than for one containing  $\frac{3}{4}$  in. maximum aggregate. It is generally agreed that the air contents of mixes containing aggregates of less than  $1\frac{1}{2}$  in. maximum size should be maintained between 3 and 5 per cent, and that of mixes containing 6 in. maximum aggregate should be maintained between 2 and 4 per cent. Placing procedures and mechanical vibration may reduce the amount of entrained air by as much as one-third of the amount it contained when it was dumped from the mixer. However, the vibration or spading needed for proper compaction should not be limited for this reason; instead, measurements of the air content should be based on concrete receiving typical job vibration and the amount of air-entraining agent should be adjusted to provide the recommended amounts of air after vibration. There is no advantage in increasing the air content above the values recommended before, because, as has already been pointed out, the strength is usually decreased with increased air content, and usually the durability is not increased for air contents above 6 per cent. Furthermore, even though the water is reduced with the entrainment of air, the drying shrinkage is increased for percentages of air above 6 per cent. The surface

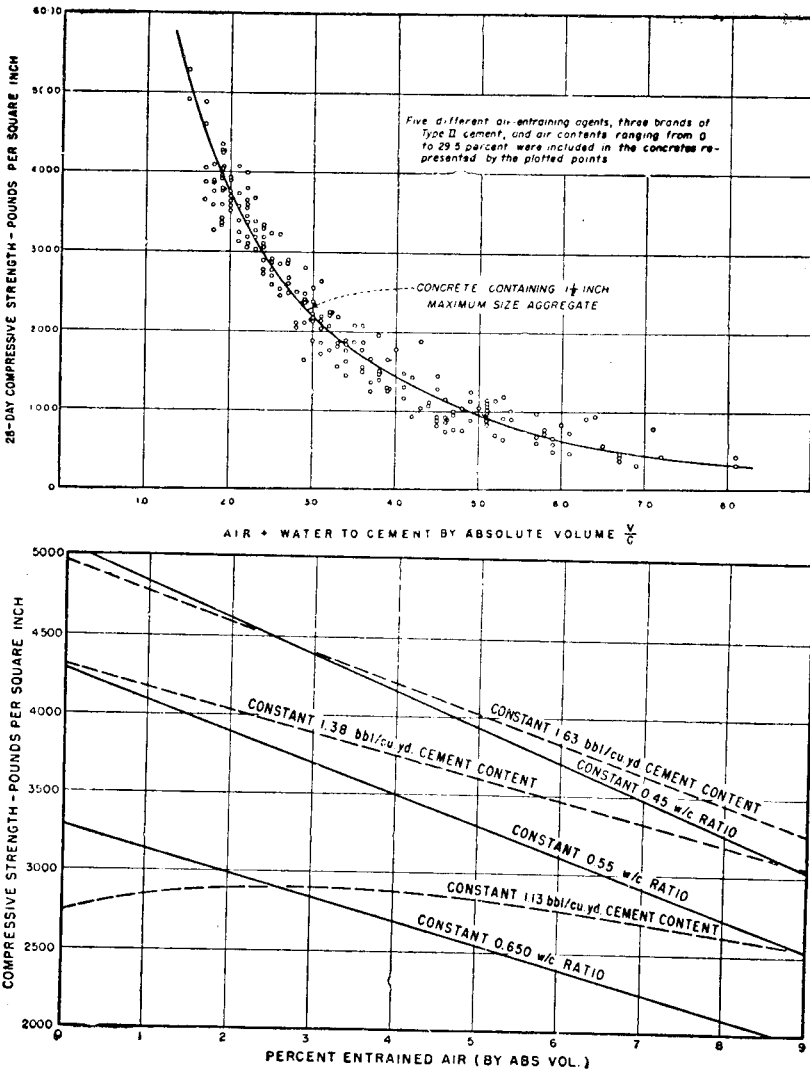


FIGURE 2

The strength of concrete containing entrained air is proportional to the absolute volumes of the air plus water to cement ratio.

The strength of concrete decreases as the percentage of air is increased except in the range of lean mixes.

voids which form against the form become more pronounced as the percentage of air in the concrete is increased; however, there is no appreciable increase in these voids for air percentages up to 5 per cent.

## AIR-ENTRAINED CONCRETE IN LARGE DAMS

Air-entrained concrete has been employed in many structures built in mild climates, where its use was not needed for durability, because of the added workability which is realized through its use. It is also being employed in the interior of large concrete dams because of this increased workability, and because it permits a reduction in the cement content with an attendant reduction in temperature rise in the concrete. Air-entrained concrete is now being used in Angostura Dam, Davis Dam and Kortes Dam, which are being constructed under the supervision of the Bureau of Reclamation, and it is being employed in mass concrete dams, being built under the supervision of the Army Engineers. It probably will be used in the majority of the concrete dams constructed in the United States in the future. It has been demonstrated in the laboratories that very workable and placeable mixtures can be made with air entirely replacing the cement. Therefore, the only need for cement in mass concrete is for the production of strength and impermeability. As the stresses are very low in many of the gravity type dams built in the United States, it is expected that concrete as lean as two sacks per cubic yard will be used in some of the future massive structures made of concrete containing 6 in. maximum size aggregate. It is indicated from laboratory tests that the strength of a two-sack mix containing air will be stronger than one without air. The reduction in water content resulting from the entrained air is not sufficient to account for this increase in strength, and it is probably due to the improved homogeneity of the mass and reduced bleeding with consequential smaller water pockets on the under side of each aggregate particle. The lower cement content resulting from the entrainment of air will result in lower temperature rise of the concrete and reduced cracking because of temperature effects.

## POZZOLANS

The use of Portland pozzolan cements for the construction of concrete dams is not new. Mr. J. L. Savage, in his paper "Special Cements for Mass Concrete", which was presented to the Second Congress of the International Commission on Large Dams in Washington D.C. in 1936, describes a number of structures in which Portland pozzolan cement was employed in the United States. Pozzolan as a means of counteracting the cracking, which results from the expansive reaction of alkalis in the cement with certain siliceous aggregates, is new and is mentioned here because of the far-reaching effect its use may have on concrete construction in the United States. On the lower Colorado River below Hoover Dam, there are a number of structures which have expanded in an alarming amount due to this alkali-aggregate reaction. These structures are Parker, Copper Basin and Gene Wash Dams. The Bureau of Reclamation is now constructing a large dam, Davis Dam, in this vicinity, and it was first felt that cements low in alkali would be sufficient for counteracting this reaction, but later tests indicated that such was not the case, and that even though the alkalis in the cement used were below 0.6 per cent, expansion was still indicated. The Bureau then began to search for some material which would aid in the solution of this problem. Pozzolans had given indications of counteracting this reaction, and extensive tests showed that a pozzolan geographically available to the job and known as Monterey shale was very effective in counteracting alkali-aggregate expansion. All pozzolans are not as effective in counteracting this expansion as the shale from the Monterey formation, and the specifications under which the 30,000 tons of calcined reactive siliceous material for Davis Dam was purchased were formulated to obtain this shale or one of equal activity. The raw material,

from which the siliceous material could be produced, was limited to cherty shale, chert, or porcellaneous rock high in opal (as distinguished from other lithologic types described in the section "Lithology of the Formation" in Geological Survey Professional Paper 212, pages 12-30, United States Department of the Interior) found in the Monterey formation or other Miocene strata of similar lithology, such as the Puente formation in the vicinity of Pomona, California, or elsewhere as described in Geological Survey Professional Papers 207 and 212, and Bulletins 309 and 753, United States Department of the Interior. The specifications required that the raw material be thoroughly calcined at a temperature of not less than 1,400°F., that the calcined material be ground to a fineness of 8,000 sq. cm. per gram as determined by the Blaine meter, and that the specific gravity of this material be not less than 2.3.

The chemical composition of the material was covered by the following limits:

	Per cent
Silicon dioxide ( $\text{SiO}_2$ ), not less than	60.0
Ferric oxide ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), not less than	2.0
Aluminium oxide ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), not more than	15.0
Calcium oxide ( $\text{CaO}$ ), not more than	10.0
Magnesium oxide ( $\text{MgO}$ ), not more than	4.0
Sodium oxide ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) + potassium oxide ( $\text{K}_2\text{O}$ ), not more than	4.0
Total water-soluble material, not more than	1.0
Water-soluble alkalis, not more than	0.1
Loss on ignition, not more than	7.0
Moisture content, not more than	3.0

Calcination improves the activity of the shale and high fineness is necessary for effective reduction of expansion resulting from alkali-aggregate reaction. The calcined shale pulverizes readily, and a product having a fineness considerably above that specified has been produced. The limit on specific gravity was inserted to eliminate such materials as diatomaceous earth which might meet the chemical composition and other physical limits, but which would greatly increase the water requirements of the concrete. The chemical limitations specified were based on typical analyses of shales known to be satisfactory, even though the functions of each individual requirement is not apparent. They served to exclude undesirable materials and to assure the obtaining of a highly siliceous material low in water-soluble alkalis. The limitation on ignition loss was included because of the calcination requirement.

Glass graded similarly to sand and all of which is retained on the 100 mesh sieve will, when combined with a high-alkali cement in a mortar mix, cause rapid and disruptive expansion in the hardened mortar under moist storage. Reactive siliceous material when added to such a mixture will reduce this expansion, and the specifications required that a replacement of 20 per cent of the cement with siliceous material in a mixture of high-alkali cement and graded pyrex glass reduce the expansion as compared to a mixture with no siliceous material by 75 per cent. Pyrex glass was specified because of its uniform composition, and the fines were excluded from the glass because they are effective themselves in reducing expansion,

The 20 per cent replacement of the high-alkali cement with the siliceous material in the mixture of glass, cement and water reduced the expansion of bars made from this mixture by more than 80 per cent. The comparison was made after moist curing the bars for 14 days. The expansion in Davis Dam concrete, in which low-alkali cement is being used with an aggregate that is not nearly as reactive as the pyrex glass, has been completely eliminated by a 20 per cent addition of the reactive siliceous material.

Tests made previous to writing the specifications showed that a satisfactory reactive siliceous material under certain test conditions would appreciably reduce the alkalinity of a normal sodium hydroxide solution; and as a further assurance that a reactive material would be obtained that would combine with the alkalis in the cement, it was specified that when 12.5 grams of the siliceous material is stirred into 25 ml. of the normal solution of sodium hydroxide, the alkalinity of the mixture be reduced by 40 per cent after 24 hours' storage at 80°C.

The primary reason for using a pozzolan in Davis Dam concrete was for counteracting the alkali-aggregate expansion, but as the reactive siliceous material also contributed to the strength of the concrete by combining with the lime liberated during the hydration processes of the cement forming insoluble strength-producing compounds, advantage was taken of this property in the specifications. It was required that the material furnished, when combined with hydrated lime, sand and water, have a compressive strength of not less than 600 p.s.i. after being stored in a sealed container for one day at 70°F. and six days at 130°F.

It is well known that pozzolans increase the sulphate resistance of concrete; also that replacement of Portland cement by pozzolan reduces the amount of heat generated in the structure, and that it has other advantages. Consequently, there is a movement in the United States for the production of a Portland-pozzolan cement which will eliminate alkali-aggregate expansion, produce sufficient strength, be sulphate resisting, and low in heat generation.

Since Mr. Savage's report on Special Cements for Mass Concrete was published, the Bureau of Reclamation has used pumicite in two comparatively large dams — one located in the State of California, known as Friant Dam, and the other in the State of Oklahoma, known as Altus Dam. Friant Dam was constructed with 0.8 of a barrel of cement per cubic yard and 20 per cent pumicite by weight of the cement. The concrete in this structure was placed at a temperature not exceeding 70°F., even in the summer months, through the use of ice in the mixing water. Artificial cooling was started very shortly after concrete was placed. Although the temperature of this structure was rigidly controlled, the upstream and downstream face of the structure has cracked horizontally as badly as any other structure where precautions in cooling were not exercised. Temperature differences and strain meter readings have not offered a satisfactory explanation for this cracking.

In Altus Dam 0.65 of a barrel of cement with 35 per cent pozzolan by weight of the cement was used. This structure has masonry facing, and consequently cracks are not readily apparent. However, some fine cracks have formed at right angles to the axis of the dam which extend through the masonry at about 40 ft. intervals. The cracks are a result of the shrinkage of the concrete. The dam contained no contraction joints and artificial cooling was not used in this structure because the lifts used in constructing the dam were shallow and were planned to be maintained at a depth of 18 in. with placement taking place during cool weather. However, because of construction difficulties the depth of lift was increased to 20 in., and also the concrete was placed during the hot summer months at a faster rate than anticipated when the



TABLE I

PROJECT AND FEATURE	CEMENT CONTENT, W/C bbl./cu. yd.	UNIT WEIGHT, lb./cu. ft.	DIA-METER SIZE, in.	CONCRETE CORES AND CONTROL CYLINDERS											
				Compressive strength (p.s.i.)						Elastic Properties					
				6 months	1 year	2 years	5 years	6 months	1 year	2 years	5 years				
				$E \times 10^{-9}$		$r$		$E \times 10^{-9}$		$r$		$E \times 10^{-9}$		$r$	
Central Valley,	0.70+30%	151.0	22	3840	4170	4200	3950	4.24	0.23	4.49	0.20	5.11	0.23	4.60	0.25
Friant Dam	pumicite	152.6	18*	4180	4710	—	—	5.84	0.30	5.31	0.23	—	—	—	—
(mass concrete			10	—	—	—	3821	—	—	—	—	—	—	4.57	0.40
test block)			6*	5310	5680	6150	5245	—	—	—	—	5.45	—	4.85	0.23
	0.75+25%	151.0	22	4070	4340	4110	4040	4.09	0.20	4.29	0.25	4.65	0.26	4.63	0.20
	pumicite	155.0	18*	4830	5030	—	—	6.33	0.28	5.62	0.24	—	—	—	—
			10	—	—	—	4640	—	—	—	—	—	—	5.36	0.67
			6*	5290	5530	6100	5500	—	—	—	—	5.30	—	5.13	0.23
	0.80+20%	150.9	22	4260	4580	4270	4280	4.14	0.21	4.71	0.21	5.05	0.23	4.51	0.20
	pumicite	153.2	18*	5070	5200	—	—	6.14	0.27	5.18	0.26	—	—	—	—
			10	—	—	—	3985	—	—	—	—	—	—	5.25	0.44
			6*	5600	5860	6230	5656	—	—	—	—	5.61	—	4.84	0.20
	0.90+10%	152.0	22	4670	4920	5160	4685	4.30	0.25	4.26	0.20	5.23	0.23	5.06	0.21
	pumicite	153.5	18*	5890	5950	—	—	6.15	0.28	5.73	0.25	—	—	—	—
			10	—	—	—	4785	—	—	—	—	—	—	5.39	0.60
			6*	5980	7080	6770	6610	—	—	—	—	5.61	—	5.12	0.22
	1.00	152.6	22	5230	5070	5750	5630	4.45	0.21	4.47	0.19	4.77	0.21	5.04	0.21
			18*	5870	6010	—	—	6.06	0.31	5.94	0.23	—	—	—	—
			10	—	—	—	4523	—	—	—	—	—	—	5.40	0.53
			6*	6820	7600	7925	7840	—	—	—	—	5.24	—	5.41	0.23

TABLE 1 — Continued

PROJECT AND FEATURE	CEMENT CONTENT, W/C bbl./cu. yd.	UNIT WEIGHT, lb./cu. ft.	DIA- METER size, in.	CONCRETE CORES AND CONTROL CYLINDERS											
				Compressive strength (p.s.i.)						Elastic properties					
				6 months		5 years		2 years		1 year		2 years		5 years	
E × 10 <sup>-6</sup> r		E × 10 <sup>-6</sup> r		E × 10 <sup>-6</sup> r		E × 10 <sup>-6</sup> r		E × 10 <sup>-6</sup> r		E × 10 <sup>-6</sup> r					
Shasta Dam (mass concrete test block)	0.70	152.6	22	3780	3950	3540	3250	4.40	0.22	4.50	0.24	3.80	0.23	4.15	0.19
			18*	3670	3630	—	—	5.40	0.30	5.60	0.22	—	—	—	—
			10	—	—	—	3280	—	—	—	—	—	—	—	3.63
			6*	3600	3790	3580	3310	—	—	—	—	—	—	—	3.90
		0.85	152.7	22	3660	3380	4020	3810	4.20	0.21	4.40	0.26	3.90	0.23	4.03
			18*	3940	4090	—	—	5.40	0.25	5.40	0.28	—	—	—	—
		10	—	—	—	3840	—	—	—	—	—	—	—	3.31	
		6*	3745	3690	4350	3710	—	—	—	—	—	—	—	4.52	
	1.00	155.3	22	5520	5430	5450	4920	4.80	0.23	5.30	0.25	4.80	0.24	4.63	
		18*	4590	4910	—	—	—	5.60	0.25	5.70	0.24	—	—	—	
		10	—	—	—	5120	—	—	—	—	—	—	—	5.11	
		6*	4585	5150	5110	5100	—	—	—	—	—	—	—	5.08	
	1.15	154.4	22	5260	5550	6100	5980	4.70	0.26	5.20	0.24	4.80	0.26	5.44	
		18*	5250	5600	—	—	5.90	0.26	5.80	0.32	—	—	—	—	
		10	—	—	—	5880	—	—	—	—	—	—	—	5.25	
		6*	5655	6300	5900	6130	—	—	—	—	—	—	—	5.93	

\*The 18 and 6 in. diameter specimens are concrete field control cylinders, stored in sealed metal containers. The 22 and 10 in. diameter specimens are concrete calyx drilled cores. Two mass concrete test blocks provided a source for the 22 and 10 in. diameter cores. One block was constructed at Shasta Dam in May 1941, the other at Friant Dam in December 1941. The same materials, methods, and equipment were used in fabricating the blocks as were employed in the manufacture and placing of concrete in the respective dam structures. The test cylinders were cast by removing about 2 cu. yd. of each mix from the cableway bucket. Part of the mass concrete was placed in 18 by 36 in. galvanized sheet-iron molds, vibrated in two lifts; the rest of the sample batch was wet screened through a 1½ in. screen and placed and vibrated in two lifts in 6 by 12 in. tin can molds.

dam was designed. Therefore, there was less dissipation of heat and higher temperature rise in this structure than was expected. The cracks are mainly due to cooling of the structure since it was completed.

Some interesting data have been collected on the strength development of concrete containing pozzolan from the strengths of 22 in. diameter cores drilled from large test blocks cast near Friant Dam for this purpose. Cores were drilled and tested from these blocks at 6 months, 1 year, 2 years, and 5 years. The results of these tests and those made on similar specimens drilled from blocks cast near Shasta Dam containing no pozzolan are shown in Table 1. Concrete in both sets of test blocks should be exactly the same as that in the dam structures. The same materials, methods, and equipment were used in fabricating the blocks that were employed in the manufacture and placing of concrete in the respective dams. Curing and artificial cooling were rigidly controlled so that temperature and moisture conditions would be representative of concrete in the interior of the dams.

The test blocks at Friant and Shasta Dams containing the different cement contents were made 6 ft. wide, 5 ft. deep, and 30 ft. long. They were placed adjacent to each other to form one large block. The composite block at Friant contained five sections having the following cement contents: 1.00 barrel of Portland cement with no pozzolan; 0.90 barrel plus 10 per cent pumicite; 0.80 barrel plus 20 per cent pumicite; 0.75 barrel plus 25 per cent pumicite; and 0.70 barrel plus 30 per cent pumicite. The test block at Shasta contained four sections with the following Portland cement contents: 1.15 barrels; 1.00 barrel; 0.85 barrel; and 0.70 barrel. The aggregates contained in the blocks were graded up to a 6 in. maximum size. Companion cylinders were cast and sealed in metal containers at the time the blocks were placed.

The strength of these companion cylinders are also shown in Table 1. Cores, 10 in. in diameter, were drilled at the 5-year age in addition to the 22 in. diameter cores. The strengths of these 10 in. diameter cores are also shown in Table 1.

Table 1 shows a slight retrogression in strength for almost all specimens at the 5-year age as compared to the 2-year age indicating that there may be no gain in strength in mass concrete after 2 years. This is contrary to the progressive gain in strength shown for small moist cured specimens. It is interesting to note that the strengths of the Friant specimens for the concrete containing pozzolans are further removed from those of the straight Portland cement concrete at 5 years than at 6 months or 1 year. It appears that concrete containing pozzolans must have ample water available to the concrete to produce the strength gain noted for small moist cured specimens containing pozzolans.

#### VACUUM PROCESS, ABSORPTIVE FORM LINING, PERFORATED FORMS

The vacuum process, absorptive form lining, and perforated forms are used for improving the surface of concrete by drawing out or permitting the escape of water and air voids from the concrete. Surfaces treated by these processes are dense, hard, free from voids, and are more resistant to weathering and abrasion.

The vacuum process was used for improving 350,000 sq. ft. of the Shasta Dam spillway surface. This process consists essentially of applying a vacuum to the surface of the concrete through a mat which permits the escape of air and water to the vacuum pipes. The mats can be either movable

or built into the form. At Shasta the mats were built on the inside of the form and the concrete was placed against it where the slope was steep. For nearly horizontal surfaces, movable mats were employed. The vacuum process was effective for about 1 ft. depth from the surface as indicated by the drying of the concrete to that depth when the vacuum was applied. The vacuum process improves the concrete through the removal of portions of the mixing water required in providing satisfactory workability for placing of the concrete. It apparently does not remove any of the entrained air from the interior of the concrete but does remove the objectionable surface voids caused by air collecting against the form. The strength of the concrete near the surface may be increased by as much as 50 per cent by this process, and its resistance to abrasion is correspondingly improved. Vacuum process has been used where cavitation is expected. It was used at the bottom of the inclined spillway tunnels of Fontana Dam. Because of the slight imperfection in alignment which usually occurs where the vacuum process is employed and because of the irregularities of the mats employed in this process, grinding of the concrete surface is recommended to smooth out imperfections where high velocities are expected.

Absorptive form lining is attached to the inside of the form and the concrete is placed against it. The lining commonly employed is similar to insulating boards, about  $\frac{1}{2}$  in. thick, made from wood pulp, bagasse, or other waste products, or it may be fabric-covered chip board, about  $\frac{1}{8}$  in. thick. The first type mentioned is rigid and the latter is flexible. The first is more effective in absorbing water because of its greater thickness and capacity, but the latter is easier to use and can be bent around corners. The rigid type was employed on the spillway surface of Friant Dam and has been used for architectural effects on many structures built in this country. The flexible type was used on the spillway surface of Norfolk Dam and other structures built by the Army Engineers and on Shadow Mountain and Anderson Ranch Dams. Absorptive form lining is effective for about 1 in. depth from the surface of the concrete. It improves the abrasion resistance and durability of the concrete similarly to that obtained by the vacuum process but is not nearly as effective.

The vacuum process and absorptive form lining have been used in the United States for improvement of the erosion resistance and durability of exposed concrete surfaces. Since it has been found that adequate durability can be secured through the entrainment of air in concrete, the use of these processes will probably be confined to those areas where excessive erosion is expected or for the production of architectural effects. The vacuum process is now being employed in the thin panel construction of dwellings.

Both the vacuum process and absorptive form lining are expensive and cost about 25 cents per square foot of surface treated. Since the construction of Shasta and Friant Dams, it has been concluded that their use is required only where abrasion is probable, such as at the bottom of inclined tunnels and in spillway stilling pools and buckets. It is agreed, however, that there is no advantage to their use in these localities where cavitation is expected unless the alignment can be maintained without irregularities in the surface. Perfect alignment and smoothness of surface are more important than hardness and strength where high-water velocities are encountered.

Laboratory tests have shown that surface improvement can be obtained by constructing forms with  $\frac{1}{8}$  in. diameter holes spaced about  $\frac{1}{2}$  in. centers extending through the forms. These holes, when covered with a cloth, permit the water and air to flow out of the concrete and an improvement of the surface results. A portable vacuum can be applied to these holes similar

to that employed in house cleaning. This vacuum keeps the holes in the form clean and draws additional water from the concrete. This method has the advantage over the other methods mentioned in that the forms can be built to line and grade without difficulty because of the rigid nature of the materials employed as contrasted to the softer mats used in the vacuum process and the absorptive form lining. Perforated forms can be made from metal or wood. Metal is preferred because thinner sheets can be employed, and the forms can be re-used many times.

#### PREPAKT CONCRETE

Prepakt concrete is produced by first placing the coarse aggregate in the forms and then filling the voids within the aggregate with a sand-cement grout mixture. The coarse aggregate for Prepakt concrete is graded from a minimum size of about  $\frac{3}{8}$  in. to any maximum size desired up to about 4 in. The aggregate may be either natural or crushed. This graded coarse aggregate is first placed in the forms and the mass is then grouted, either under water or in the dry, through grout pipes or through openings in the forms. The grouting is started at the lowest point in the forms, and the grout mixture is of such composition that it readily displaces water without dilution as it rises in the forms.

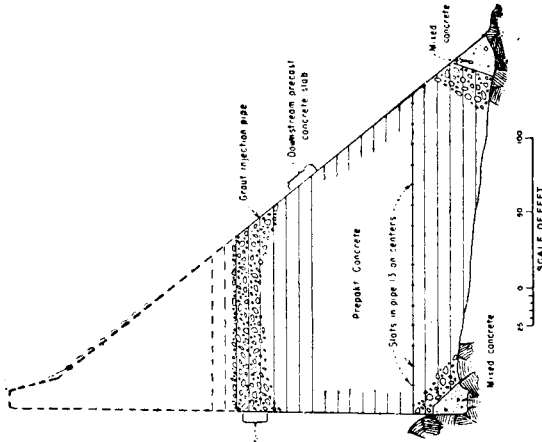
The grout employed in the Prepakt process is a mixture of Portland cement, finely divided reactive siliceous material (pozzolan), an intrusion aid, and fine sand and water. The siliceous material in the grout reacts with the lime liberated during the process of hydration of the cement to form insoluble strength-producing compounds. This finely divided material also increases the flowability of the grout and tends to decrease bleeding and separation. The intrusion aid is added to inhibit early stiffening of the grout, increase its fluidity, and hold the solid constituents of the grout in suspension. It contains a small amount of material which causes the grout to expand slightly before the time of initial set, thus neutralizing the setting shrinkage in the concrete. The sand used in the grout is finer than that employed in ordinary concrete construction, and it should all pass the No. 16 sieve. A mixture of 1 part of cement, 0.5 part of filler, 1.5 parts of sand, and 1 per cent of aid with sufficient water to produce a creamy consistency will produce a prepakt concrete having a 28-day compressive strength of around 4,000 p.s.i. Higher strengths can be obtained by using more cement and less filler. However, for satisfactory fluidity and pumpability, there is a lower limit of filler which may be employed of not less than 25 per cent of the cement used. Tests have shown that where the voids in the coarse aggregate are not less than 30 per cent and the aggregate is all above  $\frac{3}{8}$  in. in size, the grout will flow into the voids under comparatively low pressures. It has been found that the mass can be filled with grout pipes or openings spaced about 10 ft. centers, but to be on the safe side closer spacing is recommended at about 5 ft. centers. The grout can be pumped through long lines without plugging even though the pumping is stopped for an interval of an hour or more.

Prepakt concrete has been found to have exceptionally good bonding qualities where applied to old concrete. Grout pressures of not less than 5 p.s.i. are recommended for best results. It has been found that the bond of the grout to the aggregate and surfaces is improved by increasing the pump pressure. Prepakt concrete has much lower drying shrinkage than regular concrete, and because of its decreased tendency toward cracking of exposed surfaces, it has been used in refacing many dams and other structures in the United States.

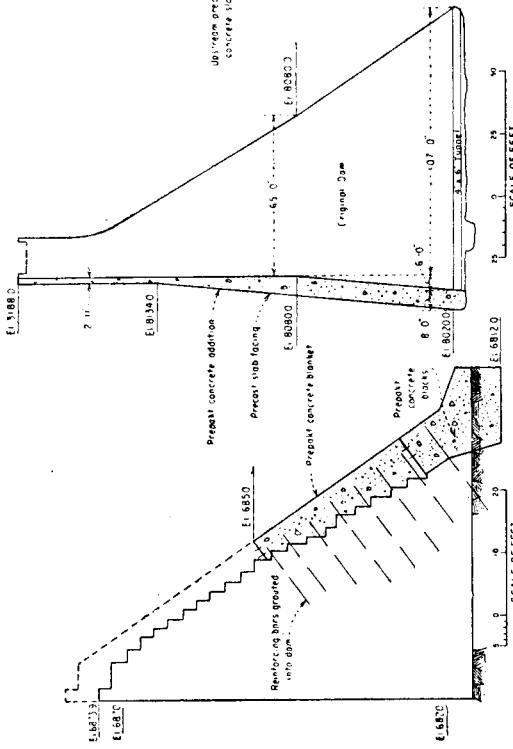
The following is a list of some of the structures that have been refaced or repaired by the Prepakt and intrusion processes. The repairs made on Barker and Williams Dams are shown in Fig. 3.

NAME AND LOCATION	INTRUSION GROUTING, cu. ft.	PREPAKT CONCRETE, cu. yd.	TYPE OF REPAIR
American Falls Dam American Falls, Idaho	100	800	Backfill of gallery to strengthen top of dam and filling of cracks
Barker Dam, Netherland, Colorado	3,000	13,000	Slab constructed on upstream face to strengthen dam and protect face from further deterioration
Williams Dam, Williams, Arizona	23,000	2,600	Slab constructed on downstream face and grouting of openings in masonry
Buck Dam, Ivanhoe, Virginia	—	—	Right and left wing dam refaced, also sluice gate piers
Hoover Dam, Boulder City, Nevada	—	2,000	Replacement of spillway tunnel lining
Conowingo Dam, Conowingo, Maryland	—	100	Spillway surface of one bay
Chandier Dam, Ottawa, Canada	—	—	Horizontal and vertical seams filled with grout. Rough edges of spillway slabs protected with Prepakt
Chelsie Dam, Ottawa, Canada	3,800	900	Prepakt installed in spillway apron and intrusion grouting of joints and cracks
Farmers Dam, Ottawa, Canada	2,400	—	Intrusion grouting of joints and cracks

Because of some of the advantages which may be gained through use of the Prepakt process, this process has been suggested by Professor R. E. Davis for the construction of large concrete dams. In the method suggested, the outer shell for both the upstream and downstream faces of the dam is to be composed of an assemblage of precast reinforced slabs of high quality similar to those used for forms in the repair of Barker Dam, with the inner mass filled with Prepakt concrete. In this suggested method, the aggregate is precooled before grouting by circulating cool water through the grouting pipes inserted in the prepacked aggregate. After the mass has been grouted and before the grout sets, the grouting pipes are washed out and later used for circulating water for cooling the mass of concrete. Under such conditions of placing, contraction joints are considered unnecessary because the average internal temperature of the mass can be controlled to vary little from the mean annual. In this plan, the mass of aggregate would be grouted by horizontal slotted pipes. These pipes would run at right angles to the axis of the dam and tie the upstream and downstream precast slabs together, acting as supports for these slabs while they are being filled with aggregate and grout, in addition to furnishing a means for grouting the mass through the slabs, as shown in Fig. 3.



PROPOSED CONSTRUCTION  
OF LARGE DAMS  
BY PREPAKT METHOD



REPAIRS TO  
BARKER DAM  
NEDELSKO - COLORADO

REPAIRS TO  
WILLIAMS DAM  
WILLIAMS - ARIZONA

REPAIR AND CONSTRUCTION OF DAMS  
BY PREPAKT METHOD

FIGURE 3

## SUMMARY

This paper discusses briefly the benefits of purposefully entraining air in concrete; the use of pozzolans for counteracting the expansive cracking of concrete resulting from a reaction between the alkalis in the cement and certain siliceous aggregates; the use of the vacuum process, absorptive form lining, and perforated forms for the improvement of concrete surfaces; and the advantages of concrete made by packing aggregates in the form to be filled and then filling the voids with a sand-cement grout.

The purposeful entrainment of air in concrete improves the workability, reduces the water requirement, improves the durability and resistance to sulphate attack, and permits the use of less cement where strength is not a consideration which results in less heat generation. The entrained air does not increase the permeability of the concrete for the percentages commonly used. The strength and abrasion resistance of air-entrained concrete is proportional to the ratio of the absolute volume of air plus water to cement in the concrete.

Aggregates from many localities in the United States have caused disruptive expansion when combined with cements high in sodium and potassium. Such disruptive expansion has occurred in dams on the lower Colorado River below Hoover Dam. It has been found that a calcined reactive siliceous material and other reactive pozzolanic materials will counteract this expansion. In the construction of Davis Dam, 20 per cent pozzolan by weight of the cement will be employed to prevent expansion resulting from alkali-aggregate reaction. In connection with the information presented on pozzolan, the results of strength tests made on 22 in. diameter cores drilled from test blocks containing various amounts of pozzolan are given. These tests show no gain in strength after 2 years for mass concrete in large dams.

The strength and erosion resistance of concrete surfaces have been materially improved through the use of the vacuum process, absorptive form lining and perforated forms. The improvement in all cases is accomplished by the removal of water and air voids from near the surface. These methods are expensive and cost about 25 cent per square foot of area treated.

The "Prepakt" method of concrete construction has been employed in the repair of many dams. In this method the aggregate is packed in the form and the voids in the aggregate grouted with a sand-cement grout. The method is particularly applicable to underwater construction as the grout will replace the water in the voids among the aggregate particles without dilution. This concrete has high bonding properties and less drying shrinkage than regular concrete. It is being proposed for the construction of large concrete dams because of the advantages which can be gained in lower heat generation and better control of artificial cooling of the mass.

## R É S U M É

Cet article traite brièvement des avantages de l'entraînement provoqué d'air dans le béton; de l'emploi de pouzzolanes pour contrecarrer la fissuration expansive du béton résultant d'une réaction entre les alcalis du ciment et certains agrégats siliceux; de l'usage du procédé par le vide, de coffrages absorbants et de coffrages perforés pour l'amélioration des surfaces de béton; enfin, des avantages du béton fabriqué en serrant des agrégats dans les coffrages et en remplissant les vides par un coulis de ciment et de sable.



L'entraînement provoqué d'air dans le béton améliore la maniabilité, la longévité et la résistance à l'attaque par les sulfates, réduit les quantités d'eau de gâchage et permet l'emploi de quantités moindres de ciment dans les parties où la résistance n'entre pas en considération, ce qui réduit le dégagement de chaleur. L'entraînement d'air n'accroît pas la perméabilité du béton avec les pourcentages généralement utilisés. Les qualités mécaniques et la résistance à l'abrasion du béton à l'air entraîné est proportionnel au rapport des volumes absolus eau plus air sur ciment.

Les agrégats de plusieurs régions des Etats-Unis ont causé des expansions suivies de ruptures, quand on les a combinés à des ciments riches en sodium et potassium. De telles expansions se sont produites dans des barrages du cours inférieur du Colorado, en aval de Hoover Dam. On a trouvé que des matériaux siliceux réactifs calcinés et d'autres matières pouzzolaniques s'opposent à cette expansion. Dans la construction de Davis Dam, 20% de pouzzolane, en poids du ciment, seront employés pour éviter l'expansion résultant de la réaction des alcalis sur les agrégats. En liaison avec les renseignements sur les pouzzolanes, on donne les résultats des essais de résistance effectués sur des carottes de 22 pouces de diamètre extraites de blocs d'essais contenant des quantités différentes de pouzzolanes. Ces essais ne montrent pas de gain de résistance après deux ans, pour le béton de masse des grands barrages.

Les qualités mécaniques et la résistance à l'érosion des surfaces de béton ont été considérablement améliorées par l'emploi du procédé par le vide, des coffrages absorbants et des coffrages perforés. L'amélioration dans tous les cas est réalisée en supprimant les poches d'air et d'eau au voisinage de la surface. Ces méthodes sont onéreuses et reviennent à environ 25c. par pied carré de surface traitée.

La méthode du " pré-serrage " ( prepack ) a été utilisée dans la réparation de plusieurs barrages. Dans ce procédé, les agrégats sont serrés dans les coffrages et les vides injectés avec un coulis de sable et de ciment. Ceci s'applique particulièrement aux constructions sous l'eau, car l'injection prend la place de l'eau, sans dilution, dans les vides entre les particules d'agrégats. Ce béton a d'excellentes propriétés liantes et un retrait moindre que le béton ordinaire. Son emploi est proposé pour la construction des grands barrages en béton, car un plus faible dégagement de chaleur et un meilleur contrôle du refroidissement artificiel de la masse sont avantageux.

QUESTION N° II

ROYEN  
SUEDE

TROISIEME CONGRES  
DES GRANDS BARRAGES  
STOCKHOLM, 1948

---

---

REPORT ON ACTUAL OBSERVATIONS OF HYDRAULIC  
STRUCTURES BUILT WITH LOW-HEAT CEMENT\*

N. ROYEN

During a tour of inspection, in the autumn of 1946, of several of the State Power Board's hydraulic structures, with special attention to those built since 1932, a number of observations were made. The table below gives particulars as to how the concrete has withstood the test of time, as well as some essential data concerning these structures.

In the structures low-heat cement has been employed with the exceptions given in the table. The concrete was of medium consistency, the increase in diameter on the standard flow table being about 80 per cent. Cement content was based on a maximum size of stone material, according to the following scale:

25 mm.:	350 kg. per m. <sup>3</sup> concrete
50 mm.:	325 kg. per m. <sup>3</sup> concrete
75 mm.:	300 kg. per m. <sup>3</sup> concrete
100 mm.:	275 kg. per m. <sup>3</sup> concrete

As a rule vibrators were not used, but they were at hand for use whenever desired.

In some cases, which are specially mentioned in the table, an albuminoid has been added to improve the workability of the concrete. Details on the use of this admixture are given in the report by G. S. Lalin, entitled "Admixtures for the Purpose of Improving the Workability of Concrete".

The results of the inspection of the power station plants have shown that the concrete structures erected during the past fifteen years have better withstood the test of time than the earlier ones. As far as can be judged, this superiority may be credited partly to a more efficient control in the manufacture of the concrete, partly to the use of low-heat cement, and partly to improved workability obtained by admixture. It must be borne in mind, however, that the suitability of a concrete structure for its particular purpose is dependent upon so many factors, that it is often difficult — if not impossible — to give the exact causes of a more or less good result.

---

\*Observations sur ouvrages construits avec ciments à faible chaleur de prise.

## INSPECTION OF THE STATE POWER BOARD'S HYDRAULIC CONCRETE STRUCTURES BUILT SINCE 1932

PLANT	STRUCTURE	COMPLETED IN	KIND OF CEMENT	ADMIXTURES	REPORT ON LEAKAGE, MOISTURE, EFFLORESCENCE, CRACKS, ETC.
Vargön Power Station	Spillway spirals, etc.	1932	Low heat	Diatomaceous earth	No defects observed in parts open for inspection
Trollhätan Power Station	Gravity dam with front slab	1937	Low heat	Diatomaceous earth	Fine shrinkage cracks in the front slab near the rock. No sign of leakage or moisture
Stadsforsen Power Station	Power Station's concrete structures	1939	Low heat	Diatomaceous earth	No leaks, moisture or efflorescence
Suurva Dam	Gravity dam with front slab	1939	Low heat	Diatomaceous earth	No leaks, moisture or efflorescence
Katstrupéforsen	( Extension ) Multiple-arch dams	1940	Low heat	Albuminoid	Small spots of dry efflorescence at some of the haunches
	Power Station's concrete structures	1941	Low heat	Albuminoid	Seepage and efflorescence observed at some construction joints
	Spillway dams	1941	Some of these structures are, however, built with a substitute consisting of 50% standard cement and 50% inert material	Albuminoid	Efflorescence in two of the construction joints and leakage in another. The quality of the concrete to a depth of 2 to 3 cm. is unsatisfactory
Midskogsforsen	Log chute	1941	Substitute as above	Albuminoid	—
	Gravity dam	1943	Substitute consisting of 65% low-heat cement and 35% inert material	Albuminoid	The upstream face in the inspection gallery disclosed defects by showing efflorescence in two areas. In other respects the concrete was free from defects
Torpshammar	Spillway	1944	Low heat	Albuminoid	No defects observed
	Log chute	1944	Low heat	Albuminoid	No defects observed

## R É S U M É

L'auteur expose brièvement les observations faites, au cours d'un voyage d'inspection, sur des ouvrages appartenant à l'Etat. Ces observations portent sur la nature des ouvrages, le choix du ciment, les additions effectuées, ainsi que sur le comportement et les défauts de ces ouvrages.

PRINTED AT THE CATHOLIC PRESS, RANCHI, INDIA

***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**