COMMISSION INTERNATIONALE

DES

GRANDS BARRAGES

DE LA

CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1er CONGRÈS

des

GRANDS BARRAGES

SCANDINAVIE JUIN-JUILLET 1933

VOLUME II

QUESTION 1 b

INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE INTERNE

ET DÉFORMATION DES

BARRAGES-POIDS

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 6

DEFORMATIONEN IN GEWICHTSSTAUMAUERN

(Messungen an 2 Bauwerken)

von Dr.-Ing. E. PROBST, Prof. a.d.Techn.Hochschule, Karlsruhe i.B.

I. EINLEITUNG : ENTWICKLUNGEN IM BAU VON GEWICHTS-STAUMAUERN.

Im Talsperrenbau war lange Zeit der Typ der Gewichtsstaumauer vorherrschend. Wenn die Gründungsverhältnisse nicht den Bau eines Erd- oder Steindammes notwendig machten, riegelte man das Tal durch eine massive Mauer ab, deren Abmessungen nach den Methoden der graphischen Statik festgelegt wurden. Dies war solange möglich, als die Stauhöhen nicht grösser waren als 40-50 m.

Die neueste Entwicklung der Gewichsstaumauern ist gekennzeichnet durch die Verwendung des Betons als Baumaterial und die ständig zunehmenden Stauhöhen. Eine Höhe von 100 m ist heute keine Seltenheit mehr, und neuerdings hat der Hoover-Dam die 200 m Höhengrenze überschritten.

Die Theorie der Berechnung von Gewichtsstaumauern wurde zwar in den letzten Jahren weit ausgebaut und geklärt. Je höher

aber die Staumauern wurden, desto mehr zeigte sich, wie wenig die jeder Art von Berechnung zugrundegelegte Annahme einer monolithischen Wirkung eines Bauwerksblockes als ein Ganzes zutrifft. Jede Art von Rissbildung muss diese Wirkung aufheben und gewisse Kraftübertragungen ausschalten.

Die Erfahrungen bei hohen Staumauern mit grösseren Mauerstärken lehren, dass die Möglichkeit von Rissen parallel zur Längsachse ebenso gegeben ist, wie in der Querrichtung, wie dies z. B. bei dem Bau der San Marc-Staumauer beobachtet wurde. [1] Längsrisse bei Gewichtsstaumauern, die in den meisten Fällen unsichtbar bleiben, bedeuten aber unerwünschte, ja gefährliche Störungen des Kräfteverlaufs im Mauerkörper.

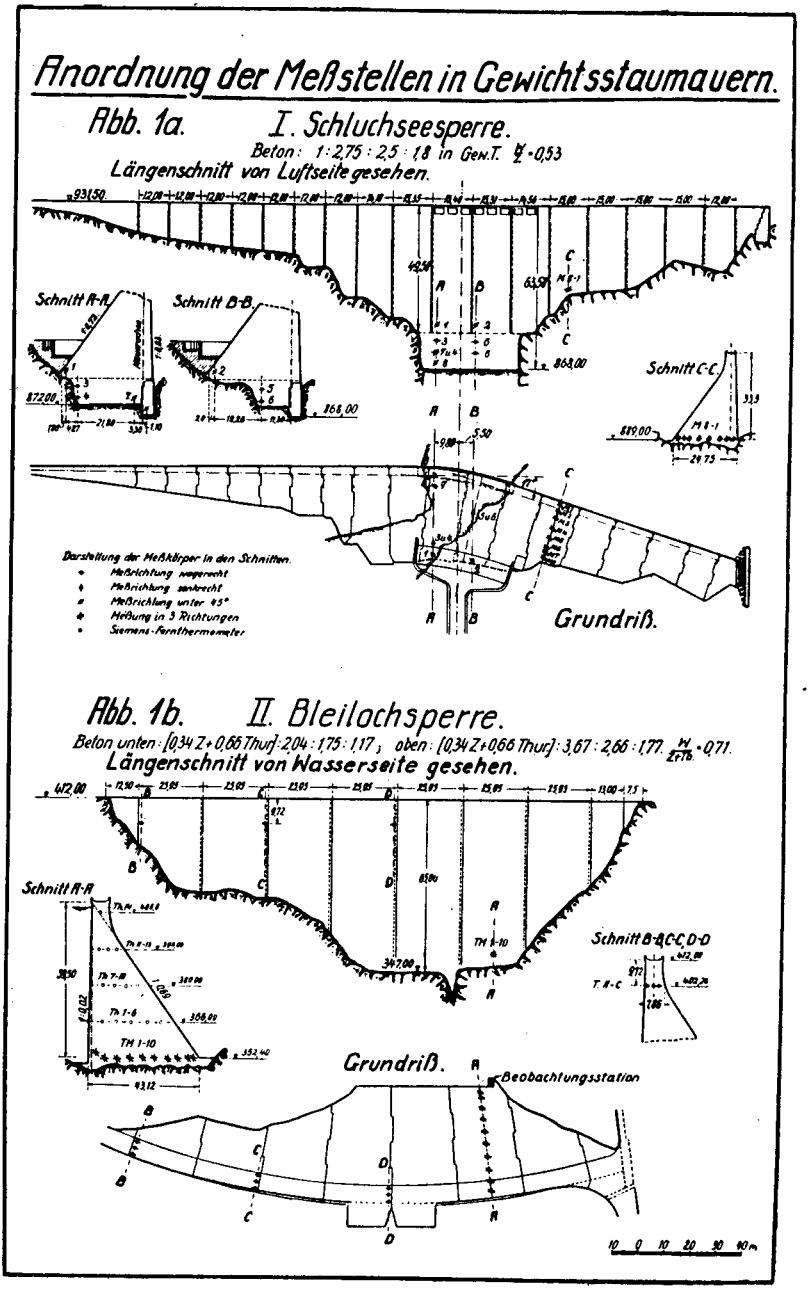
Mit Längsrissen muss man aber bei Mauerhöhen über 50-60 m. im allgemeinen rechnen, und es ist daher nicht auffallend, dass verschiedene Vorschläge, insbesondere bei amerikanischen Talsperren, gemacht wurden, der Bildung von Längsrissen entgegenzuwirken. Der Vorschlag des amerikanischen Ingenieurs Henny, Mauern aus möglichst grossen fabrikmässig hergestellten Betonblöcken zu errichten, wäre beachtenswert, wenn das Verlegen so schwerer Blöcke und das richtige Vergiessen der Fugen einwandfrei durchgeführt werden könnte. Ein Vorschlag von Noetzli bei dem 152 m. hohen San Gabriel-Dam in den Vereinigten Staaten sieht Schrägfugen vor, deren Abstände nach der Luftseite enger werden.

Da jede Fuge an sich eine Schwächung bedeutet, scheinen andere Massnahmen zweckmässig, wie sie z. B. bei der Hoover-Staumauer in grösserem Umfange durchgeführt werden. Mithilfe eines Netzes von Kühlrohren wird das durchfliessende Wasser durch die Blöcke geschickt auf einer gleichmässigen Temperatur, die niemals höher als 2° C sein soll, bis die Temperatur im Innern der Blöcke der Aussentemperatur angeglichen ist. Der Einbau einer Kühlanlage soll eine Hauptursache für Rissbildungen beseitigen.

Die vorstehend genannten Massnahmen und andere hier nicht erwähnte Vorschläge zur Sicherung gegen das Auftreten von Rissen zeigen, dass das Konstruktionsproblem der Durchbildung von Gewichtsstaumauern einer Klärung bedarf, und dass die Frage der Sicherheit mit der Steigerung der Mauerhöhen und der grossen Massen nach anderen Gesichtspunkten als bisher geprüft werden muss.

---

(1) s. M. Renaud, « Effet du Retrait dans de grands Barrages en Béton ». « *Annales des Ponts et Chaussées* » Heft II, 1930, s.113.



Prof. Dr.-Ing. E. Probst. Deutschland.

II. DEFORMATIONEN UND RISSEBILDUNGEN BEI GEWICHTS-STAUMAUERN.

Will man den Ursachen der Entstehung von Quer- und Längsrissen bei grossen Betonmassen wie bei Gewichtsstaumauern nachgehen, um Abhilfe zu schaffen, so muss man die Ursachen der Formänderungen verfolgen.

Vor der Belastung des fertigen Bauwerkes werden die Rissebildungen in erster Linie verursacht durch die Vorgänge beim Erhärten des Betons, durch die Abbindewärme, durch das Quellen und Schwinden und durch die klimatischen Verhältnisse.

Da im allgemeinen die Erwärmung im Innern des Mauerkörpers nur sehr langsam, in der Nähe der Aussenflächen aber rascher abnimmt, entstehen Deformationen, deren Grösse u. a. auch davon abhängig ist, in welcher Jahreszeit der Beton verarbeitet wurde.

Die Volumenänderungen beim Erhärten des Betons und deren Verteilung über den Querschnitt sind abhängig von der Grösse der Massen. (In der Praxis werden die Deformationen, die durch die Vorgänge beim Erhärten des Betons bedingt sind, manchmal unter dem Sammelbegriff « Schwinden » zusammengefasst.) Dicke Betonmauern sind im Innern, wie die Erfahrung zeigt, noch nach Jahren feucht, und selbst wenn die allzu rasche Erhärtung der Randpartien durch Feuchthalten verhindert wird, so können sich als Folge der ungleichmässigen Volumenänderungen durch die raschere Austrocknung der Randpartien Oberflächenrisse bilden, die mit dem Fortschreiten der Erhärtung nach dem Innern mehr oder weniger tief in den Mauerwerkskörper eindringen. Schon diese Oberflächenrisse sind Angriffsflächen für Wasser und Frost.

Die Schwankungen der Aussentemperaturen haben im allgemeinen nur geringen Einfluss auf den Kern der Mauer. Alle bisherigen Beobachtungen zeigen, dass die Einwirkung der Aussentemperatur in einer Tiefe von etwa 1/2 m. von der Oberfläche entfernt kaum noch spürbar ist, und dies nur dann, wenn sie durch längere Zeitperioden anhält. Nach Ausgleich der Abbindewärme im Innern des Mauerwerkskörpers pendelt die Temperatur des Kerns um nicht mehr als etwa 2°C gegenüber der mittleren Jahrestemperatur.

Die plastische Verformung des Betons, die heute als Problem für sich behandelt wird, wirkt günstig und ausgleichend auf das Schwinden; ungünstig wirkt sie bei trockenem Beton. In Fällen wie bei Staumauern wirken die plastischen Formänderungen bis zu einem

Alter von 1-2 Jahren mildernd auf die durch die Vorgänge beim Erhärten entstehenden Formänderungen.

Alle genannten Arten der Volumenänderungen müssen sich umso fühlbarer machen, je grösser die Betonmassen werden. Von einer bestimmten Mauerstärke ab werden daher Risse unausbleiblich sein. Während man sich im allgemeinen durch Einlegen von Querfugen in möglichst geringen Abständen eine freie Bewegungsmöglichkeit der einzelnen Blöcke in der Längsrichtung schaffen kann, ist dies nach der Querrichtung erschwert.

III. MESSUNGEN AN ZWEI GEWICHTSSTAUMAUERN.

1.) *Die Durchführung der Messungen.*

Alle Bemühungen, unsere Kenntnisse von Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen von Gewichtsstaumauern auszubauen, und diese zugleich wirtschaftlich zu gestalten, führen zwangsläufig zu Beobachtungen und Messungen an fertigen und im Bau befindlichen Bauwerken.

Diese Messungen können m. E. nur Fernmessungen sein, die jederzeit unabhängig von Witterungseinflüssen ausgeführt werden können. Bei der z. Zt. der Abfassung des Berichtes noch im Bau befindlichen Schluchseesperre * und der Ende 1931 fertiggestellten Bleilochsperre wurden dank dem verständnisvollen Interesse der beiden Verwaltungen unter Leitung des Verfassers mit Fernmessinstrumenten Messungen durchgeführt, die im nächsten Kapitel beschrieben werden. (In den Abbildungen la und b sind alle Angaben über die Bauart und die Lage der Messtellen enthalten.)

In der 63 m. hohen Bleilochsperre wurden insgesamt 39 Telemeter eingebaut, davon neun in einer Tiefe von 10 m. unterhalb der Krone zum Studium der Bogenwirkung in und parallel zur Bogenachse.

Die übrigen dreissig wurden in einer Tiefe von rd. 60 m. unter der Krone über 10 Messstellen verteilt, um die tatsächlichen Deformationen möglichst nahe der Sohle zu bestimmen.

An den meisten Messstellen wurden in horizontaler, in vertikaler und unter 45° geneigter Richtung die Längenänderungen des Betons nach den 3 Richtungen und die an der Messstelle herrschende Temperatur gemessen.

Der Einbau der sehr empfindlichen Instrumente musste mit grösster Vorsicht erfolgen. Einmal um sie vor Beschädigung zu

* November 1932 vollendet.

schützen und in der vorgesehenen Messrichtung festzuhalten, zum anderen, um ein sattes Anliegen des Betons an die äusseren Flanschen herbeizuführen. (siehe Abb. 2a).

Die täglichen Ablesungen wurden mindestens während der ersten 6 Tage, in der Regel während der ersten 2-3 Wochen durchgeführt. Die späteren Messungen erfolgten alle 14 Tage, bis die Zeitabstände zwischen den einzelnen Messungen noch mehr vergrössert werden konnten.

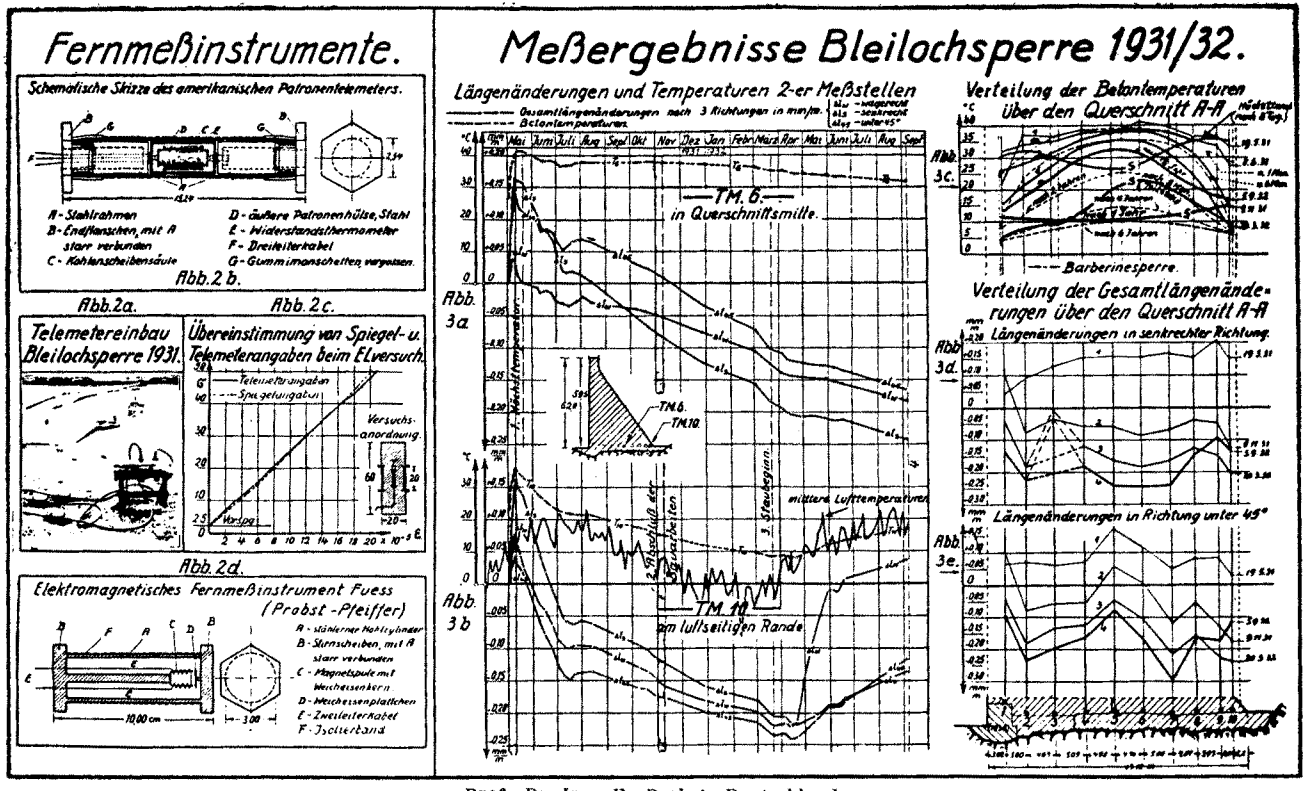
2.) *Das Messverfahren und die Brauchbarkeit der Messinstrumente.*

Die Durchführung von Fernmessungen im Bauwerk wurde erst möglich, nachdem ein geeignetes Messinstrument gefunden wurde.

Langjährigen Arbeiten im Bureau of Standards in Washington ist ein Fernmessinstrument, das Telemeter, zu verdanken, das zuerst nicht mit vollem Erfolg bei den Messungen der Versuchssperre in Stevenson-Creek verwendet wurde. Spätere Verbesserungen halfen die vorhandenen Fehler zu beseitigen.

Das Prinzip für die Messmethode der in Abb. 2a ersichtlichen Telemeter beruht darauf, dass eine unter Vordruck gehaltene aus einzelnen Scheiben zusammengesetzte Kohlensäule jede Deformation mit einer Aenderung des elektrischen Widerstandes beantwortet. Die Beziehungen zwischen Längen- und Widerstandsänderung sind in einer Eichkurve festgelegt. Einer Drucksteigerung entspricht ein satteres Berühren der Kontaktflächen der einzelnen Scheiben der Kohlensäule, wodurch dem elektrischen Strom geringerer Widerstand entgegengebracht wird. Der Widerstand wächst, wenn die einzelnen Kontaktflächen der Kohlenscheibe gelockert werden, wenn das Telemeter also gezogen wird.

Die Brauchbarkeit des Messverfahrens ist von den Eigenschaften des Kohlenmaterials abhängig, das nicht über die Elastizitätsgrenze beansprucht werden darf. Andrerseits muss die Kohlensäule dauernd soviel Druck haben, dass ein Verschieben der Scheiben unmöglich ist. Das Innere der Patrone muss vor dem Eindringen von Feuchtigkeit geschützt werden, ebenso muss der Austritt des Kabels einwandfrei abgedichtet werden. Damit die Patrone nicht etwa die Wirkung einer Eiseneinlage im Beton bekommt, muss sie mit einem Isolierband umwickelt sein. Die Messung des Widerstands erfolgt mit einer Wheatstone-Brücke nach der Nullmethode, bei der ein Arm vom Telemeter gebildet wird. Der veränderliche Vergleichswiderstand wird dem zu messenden beim Telemeter solange angepasst, bis der Anzeigeapparat keinen Ausschlag mehr gibt.



Prof. Dr.-Ing. E. Probst. Deutschland.

Nach einer über längere Zeit sich erstreckenden Prüfung in dem Institut des Verfassers [2]) haben wir erkannt, dass das Patronentelemeter bei anmählich zunehmenden Belastungen, wie sie bei Gewichtsstaumauern auftreten, ein brauchbares Mittel zur Bestimmung der Formänderungen bietet. (In Abb. 2c ist ein Beispiel eines Elastizitätsversuchs an einem Betonprisma dargestellt, das eine gute Uebereinstimmung mit den Formänderungen zeigt, die mithilfe von Spiegelmessungen ermittelt wurden.)

Dringend abzuraten ist jedoch nach unseren Erfahrungen die Anwendung dieser Art von Telemetern bei Bauwerken, die starken Lastwechseln ausgesetzt sind, weil die Kohlenscheibensäule sich nur zögernd den bei Entlastungen eintretenden Rückgängen in den Formänderungen anpasst.

Widerstandsthermometer in den Telemetern, die zugleich der Temperaturkorrektion des Messinstrumentes dienen, geben die Temperaturänderungen an. Eine Widerstandszunahme der Wickelung bedeutet Temperaturzunahme, Widerstandsabnahme bedeutet Temperaturabnahme.

Wesentlich ist bei diesem Messverfahren, dass man gleichzeitig die Deformationen, die durch die Temperaturänderungen entstehen, von denjenigen aus anderen Ursachen abzusondern vermag.

Den vereinigten Bemühungen der Firma Fuess, Berlin-Steglitz und meines Instituts ist es gelungen, Vorarbeiten zum Abschluss zu bringen, die zu einer neuen Art von elektromagnetischen Fernmessern, dem Dilathermeter, führten. Sie werden z. Zt. bei Laboratoriumsuntersuchungen angewendet und sollen bei nächster Gelegenheit zu Messungen an Bauwerken verwendet werden.

Der in Abb. 2d dargestellte Apparat besteht aus einem stählernen Hohlzylinder (A), von den in der Abbildung angegebenen Abmessungen, der an beiden Enden mit etwas überstehenden Stirnscheiben (B) starr verbunden ist. Die eine Stirnscheibe trägt auf einem aufgesetzten Stab eine Magnetspule (C) mit hufeisenförmigem Weicheisenkern, der mit einem äusserst engen Spalt einem mit der anderen Stirnscheibe starr verbundenen Weicheisenplättchen (D) gegenübersteht. Die Stirnscheiben machen zwangsläufig alle Bewegungen des Betons mit, ihre Abstandsänderungen übertragen sich dabei ohne Zwischenübersetzung auf den Spalt zwischen Magnet und Plättchen. Durch die Abstandsänderung dieses Spaltes wird

(2) Einzelheiten enthält der Bericht von Dipl. Ing. Treiber « Die Verwendung von Telemetern zu Spannungsmessungen an Bauwerken », « *Bauingenieur* », 1930, s. 633 ff.

eine Veränderung der Selbstinduktion der Spule hervorgerufen, deren Grösse durch die Messschaltung bestimmt wird und ein Mass für die Deformation ergibt.

Die Messung der induktiven Widerstandsänderung der Messspule erfolgt durch eine Wheatstone'sche Brückenschaltung. Die Messbrücke ist so eingerichtet, dass sie durch Betätigung einiger gekuppelter Umschalter auch für Temperaturmessungen verwendbar ist. Für die Temperaturmessung ist Gleichstrom von etwa 4 Volt (Akkumulator), für die Messung der Deformationen Wechselstrom von 220 oder 110 Volt und 50 Hertz erforderlich.

3.) Der Verlauf der Messungen.

Die gemessenen Deformationen an jeder einzelnen Messstelle sind das Ergebnis verschiedener Einflüsse in folgender Reihenfolge :

a) Der Einfluss der Temperaturschwankungen und des durch den Abbindevorgang bedingten Wärmeanstiegs und der anschliessenden Abkühlung, die sich in den ersten Monaten sehr erheblich auswirken.

b) Als nächster Faktor muss der Einfluss des Wechsels der Innenfeuchtigkeit (hervorgerufen durch das allmähliche Erhärten) erwähnt werden.

c) Entsprechend dem Baufortschritt treten die infolge der aufgebrachten Mauermassen entstehenden Längenänderungen hinzu, deren Einfluss gegenüber den bisher genannten Einflüssen in der ersten Zeit allerdings zurücktritt.

d) Im letzten Stadium tritt mit zunehmender Füllung des Beckens allmählich der Einfluss der Wasserbelastung hinzu.

e) Nimmt man Unterdruck als vorhanden an, so muss diese Wirkung ebenso wie die des Auftriebs in den gemessenen Formänderungen enthalten sein.

Aus den gemessenen Deformationen lassen sich mithilfe der aus dem verarbeiteten Material ermittelten Elastizitätszahlen die an den Messstellen in den entsprechenden Telemeterachsen auftretenden tatsächlichen Spannungen ermitteln.

In Abb. 3a und 3b sind die Messergebnisse für zwei typische Messstellen der Bleilochsperre aufgetragen für die Zeit vom Messbeginn Mai 1931 bis September 1932. Neben dem Verlauf der mittleren Lufttemperaturen in Abb. 3b sind die mithilfe der Widerstandsthermometer ermittelten wechselnden Betontemperaturen T und die Deformationen in den Achsrichtungen der 3 Telemeter auf-

getragen (Δl_s, Δl_w und Δl_{45}). Nach Berücksichtigung des Temperaturkorrektionsgliedes sind die Deformationen in mm/lfdm umgerechnet.

Vom Beginn bis zum Abschluss der Bauarbeiten kann man in den beiden Fällen und ähnlich an allen Messstellen einen gesetzmässigen Verlauf der Deformationen erkennen.

In den ersten Tagen, entsprechend der Wärmezunahme, weisen sämtliche Δl - Linien Verlängerungen auf. Das Mass dieser Verlängerung ist verschieden, am grössten ist es jeweils in der senkrechten Messrichtung, weil die Volumenänderungen des Betons naturgemäss der Richtung des geringsten Widerstandes folgen.

Mit dem Abfall der Abbindetemperaturen ändert sich auch sprunghaft der Charakter der Längenänderungen, wobei sich der Einfluss der Lage der Messstelle stark geltend macht.

In den äusseren Messtellen zeigen alle drei Δl - Linien einen abfallenden Verlauf, wobei sich der Einfluss der Achsrichtungen der Telemeter bemerkbar macht. Die mit den senkrechten Telemetern gemessene Verkürzung ist kleiner als die in den anderen Richtungen. In wagerechter Richtung machen sich dagegen stärkere Verkürzungen bemerkbar, weil nach anfänglichen Längenzunahmen mit dem Temperaturabfall das Schwinden einsetzt.

Anders ist das Verhalten in der Mitte des Querschnitts. Nach einem anfänglich kleinen Abfall ist hier der Verlauf der Temperaturlinie fast horizontal. Mit Beginn des Temperaturrückganges zeigt die Linie der Längenänderungen einen flacheren Abfall. Am stärksten fällt die Linie des senkrechten Telemeters ab, da der Einfluss des ständig wachsenden Eigengewichts dazukommt. Es zeigt sich ferner, dass die gemessene Zunahme der Gesamtlängenänderungen während des Anwachsens der Temperatur beim wagerechten und dem Telemeter unter 45° lediglich durch diese Temperaturzunahme verursacht wird.

Bei Tm. 6 in Querschnittmitte zeigt der steilere Abfall der Linie Δl - deutlich die Wirkung des mit dem Baufortschritt zunehmenden Eigengewichts. Das Telemeter unter 45° zeigt grössere Zunahme der Verkürzungen als das wagerechte.

Die Randmesstelle Tm. 10 zeigt mit zunehmender Mauerhöhe die grössten Verkürzungen in Richtung 45°, was durch die Lastwirkung verständlich erscheint.

Nach Abschluss der Bauarbeiten (Ende November 1931) gleichen sich in Querschnittsmitte die bisher verschiedenen Neigungen der Längenabnahme der einzelnen Δl - Linien ungefähr an

was besonders durch ein Flacherwerden der Linie Δl_s ins Auge fällt.

Durch den Staubeginn werden die Linien der Längenänderung fürs erste wenig beeinflusst. In Querschnittsmitte laufen die 3 Linien in fast gleicher Neigung weiter. Bei den Messstellen am Aussenrande fällt der Staubeginn mit dem Tiefpunkt der Lufttemperatur zusammen (Abb. 3b). Die einsetzende Erwärmung bei Sommerbeginn beeinflusst hier den Verlauf der Linien so weit, dass eine evtl. durch den Stau bedingte Längenänderung nicht direkt in Erscheinung tritt.

Eine sehr starke Längenzunahme des wagerechten Telemeters (Linie Δl_w in Abb. 3b) kann nicht mehr auf Rechnung der Erwärmung gesetzt werden. Es ist vielmehr anzunehmen, dass diese Messungen durch Ausstrahlung eines Längsrisses in unmittelbarer Nähe gestört wurden, der sich später unter dem Einfluss der Ausdehnung aus Erwärmung, vielleicht auch durch Wasserdruck wieder geschlossen hat, wie es aus dem weiteren Verlauf der Linie gefolgert werden kann. Die allmähliche Wirkung der Belastung durch den Anstau ist an der Ueberschneidung der Linien für Δl_s und Δl_{45} erkennbar.

Aus den vorstehend beschriebenen Einzelauftragungen wurde für 5 Messzeiten in Abb. 3c die Verteilung der Betontemperaturen, in Abb. 3d und 3e die Verteilung der gemessenen Gesamtlängenänderungen in senkrechter Messrichtung und unter 45° geneigt an sämtlichen 10 Messstellen des Querschnittes dargestellt.

Es entsprechen : Linie 1 dem Zeitpunkt der Höchsttemperaturen (nach ungefähr 3 Wochen), Linie 2 der Fertigstellung der Mauer nach 7 Monaten, Linie 3 dem Staubeginn (nach ungefähr 1 Jahr) und Linie 4 dem Stand nach ungefähr 1 1/3 Jahren.

Linie 1 zeigt in beiden Fällen durchgehend Längenzunahmen (Ausdehnung wegen Erwärmung). In senkrechter Richtung waren sie grösser als unter 45°. Die scharfen Knicke bei Tm. 5 und 7 in Abb. 3e sind wohl auf den Einfluss der Blockteilung zurückzuführen.

Mit dem Abfall der Temperaturen setzen bei allen Messstellen in beiden Richtungen Längenabnahmen ein. Beim Abschluss der Bauarbeiten (Linie 2) haben die Längenänderungen in senkrechter Richtung an allen Messstellen mit Ausnahme von Tm. 1 die Bezugsgerade unterschritten ; unter 45° nehmen die Längenänderungen noch an zwei mittleren Messstellen zu. Auffallend ist, dass in beiden Richtungen Tm. 1 infolge seines geringen Randabstandes

nach der Höhe durch Ausstrahlen der Abbindewärme aufbetonierter Blöcke noch eine weitere Verlängerung erfährt.

Bis zum Staubeginn machen sich überall dauernd weitere Verkürzungen bemerkbar, die fast gleichmässig verlaufen. In senkrechter Richtung fällt die Messstelle 3 stark aus dem Rahmen, was die Bildung eines Längsrisses vermuten lässt.

Bei Linie 4 ist die Längenzunahme an der Luftseite augenfällig, eine Folge der Erwärmung der äusseren Schichten. Nur bei Tm. 10 setzt, wenn auch in geringem Masse, weitere, Längenabnahme ein, was auf den Einfluss des Staues schliessen lässt.

In Abb. 3d und 3e fällt auf, dass die Verteilung der Deformationen in senkrechter Richtung mit Ausnahme von Messstelle 3 gleichmässiger ist als die unter 45°. Dies ist auf die Blockteilung zurückzuführen, (die in der unten abgebildeten Skizze der Anordnung der 10 Messtellen zu ersehen ist).

4.) *Die bisherigen Messergebnisse.*

Ohne auf alle Einzelheiten einzugehen, über die der Verfasser an anderer Stelle berichtet [3]), mögen vorerst einige charakteristische Messergebnisse über die Verteilung des Temperatureinflusses über den Querschnitt hervorgehoben werden. (Wie gut die Thermometer arbeiten, zeigt die Tatsache, dass 3 in einem Betonprisma nach Abb. 2a eingelegte Telemeter stets die gleichen Temperaturen zeigten).

Die Reaktionsdauer schwankte innerhalb der einzelnen Messstellen je nach der Lufttemperatur. So wurde an der Schluchseesperre bei dem Telemeter, das im Juli 1931 bei einer Temperatur des eingebrachten Betons von +16,9°C zum Einbau kam, die Höchsttemperatur schon nach 28 Stunden, an einer Messstelle bei einer Einbringungstemperatur von 14,1°C nach 63 Stunden erreicht. Die im Dezember verlegten Telemeter erreichten mit einer Ausnahme (die auf andere Einflüsse zurückzuführen ist) die Höchsttemperaturen erst nach 145 Stunden.

Der Verlauf der Messungsergebnisse über 1 Jahr zeigte den verhältnismässig langsamen Abfall der Höchsttemperaturen bei den während der Sommermonate eingebauten und einen schrofferen Abfall der Temperaturen bei den in der kälteren Jahreszeit eingebauten Telemetern.

---

(3) Eine genaue Beschreibung des ganzen Messverfahrens und dessen Anwendung ist von dem Verfasser in der « *Deutschen Wasserwirtschaft* » Heft 7 & 8, 1932, veröffentlicht, auf die hier verwiesen werden soll.

Durch Aufbringen der Mauerblöcke wurden die Telemeter gegen Temperatureinflüsse von aussen besser geschützt.

Temperaturunterschiede zwischen dem wasserseitigen und dem luftseitigen Rande entstanden bei der Schluchseesperre dadurch, dass der luftseitige Blockteil schneller hochgetrieben wurde, während die wasserseitigen Messstellen längere Zeit unter nur geringer Betonüberdeckung bleiben.

Die Höchsttemperaturen lagen bei der Bleilochsperre durchweg höher als in der Schluchseesperre, da der Einbau in wärmerer Jahreszeit (Mai 1931) bei einer höheren Temperatur des Betonmaterials erfolgte (10-13°C).

Die Wärmezunahme während des Abbindens (Abbindetemperatur) war bei den Sperren nicht wesentlich verschieden. Sie lag bei den einzelnen Messstellen zwischen 24,0° und 31,0°C. Die Verteilung über den Querschnitt war jedoch verschieden, da an der Bleilochsperre im Gegensatz zur Schluchseesperre kein Vorsatzbeton war.

In Abb. 3c sind neben den Ergebnissen der Temperaturmessungen an der Bleilochsperre noch Linien der Temperaturverteilung aus Messungen während des Baues der 80 m. hohen und an der Sohle 95 m. breiten Barberinesperre (1922-1925) eingezeichnet (gestrichelte Kurven) [4]).

Die oberste Kurve stellt die Verteilung der gemessenen Höchsttemperaturen dar, die zweite eine Ablesung 6 Monate später ; die folgenden 3 Linien zeigen die allmählichen Aenderungen bis 6 Jahre nach dem Einbau.

Die Verteilung der Höchsttemperaturen ähnelt den Ergebnissen der Bleilochsperre, die Wärmezunahme ist durchweg nur um ein Geringes tiefer (in der Mitte rund 28°C). Der Wärmeabfall im Laufe der ersten 6 Monate betrug bei der Barberinesperre wie bei der Bleilochsperre in Querschnittsmitte 3°.

Die weiteren Temperaturbeobachtungen an der Barberine haben gezeigt, dass die Temperatur in Querschnittsmitte auch weiter sehr langsam abnahm. Nach ganz flach stetig abfallendem Verlauf, durch die Jahreszeiten fast ganz unbeeinflusst, hat sich erst nach 6 Jahren annähernde Konstanz auf 10° ausgebildet.

Bei den Randthermometern tritt der Temperaturabfall natürlich schneller ein; dort machen sich auch die Einflüsse der Winter-und Sommertemperatur sowie des Staues stärker bemerkbar.

---

(4) Das Material wurde von der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen zur Verfügung gestellt.

Die Messungen an der Schluchseesperre zeigen ähnlich wie bei der Bleilochsperre anfänglich Längenzunahme bei Erwärmung, anschliessend Abkühlung (wegen Einbaues im Spätjahr rascher als bei Bleiloch) und Verkürzung. Verschieden gegenüber der Bleilochsperre war die Temperaturverteilung über den Querschnitt (in Abb. 3c eingetragen). Die Linie der Höchsttemperaturen hatte den Tiefpunkt etwa in der Mitte, während an den Rändern höhere Abbindetemperaturen gemessen wurden. Dies ist damit zu erklären, dass an der Schluchseesperre an der Luft und Wasserseite der zementreichere Vorsatzbeton zu höheren Temperaturen führt. Auch die Verhältnisse der Einbringung des Betons (schräge Fugen, daher luftseitig grössere Massen) konnten nicht ohne Einfluss bleiben.

Allmählich ändert sich die Gestalt der Kurven und die Verteilung nimmt den gewöhnlichen Verlauf an. Die Abkühlung in der Schluchseesperre setzte viel früher ein; besonders auffällig ist es, wie sich der Einfluss des Teilstaues mit der Durchfeuchtung in einer Abkühlung bis tief in das Mauerinnere hinein bemerkbar machte. Schon im Sommer 1932, also rd. ein halbes Jahr nach der Herstellung, hat sich in der Messfuge ein fast vollständiger Temperaturausgleich eingestellt. Die Temperaturlinie verläuft nicht horizontal, sondern gegen die Luftseite der Mauer schwach steigend, was durch die Sonnenbestrahlung erklärlich ist.

Zusammenfassend kann aus den Messergebnissen gefolgert werden:

Die Gesamtlängenänderungen an allen Messstellen und nach allen 3 Richtungen sind in der ersten Zeit wesentlich abhängig vom Verlauf der Temperaturlinien T. Jeder Knick, jede Neigungsänderung der Temperaturlinie wirkt sich in den Δl - Linien aus. Bis zur Erreichung der Höchsttemperatur sind für alle Telemeter Längenzunahmen (entsprechend der Temperaturzunahme) gemessen worden.

In Querschnittsmitte zeigen alle Telemeter nach Erreichen des Temperaturmaximums im Abbindeprozess dauernd Verkürzungen an, wobei die Linien, abgesehen von einigen durch jähe Temperaturschwankungen verursachten Knickpunkten, flachen, stetigen Verlauf zeigen.

Die Gesamtlängenänderungen sind bei den Randmesstellen schon zwei Monate nach Einbau absolute Verkürzungen. In Querschnittsmitte wurden zu diesem Zeitpunkt nur in wagerechter Richtung Verkürzungen gemessen, während die Δl - Linien der Tele-

meter in den anderen Messrichtungen erst nach 3 bezw. 6 Monaten in Verkürzungen übergehen.

Der Grössenordnung nach sind bisher die Verkürzungen an den Aussenrändern grösser als in der Mitte.

Absolut sind in der Mitte infolge der Auflast die Verkürzungen in senkrechter Richtung die grössten, am Rande in der 45° - Richtung, weil hier im Gegensatz zur Mitte der Druck nicht senkrecht übertragen wird.

Die absoluten Masse der Verkürzungen erweisen sich an der Bleilochsperre grösser als an der Schluchseesperre wegen der Verschiedenheit der Auflast, der Jahreszeiten, der Herstellung und der Eigenheiten des Materials.

IV. DIE AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE.

Bei der Auswertung der bisherigen Ergebnisse der Messungen an der Bleilochsperre bildet die Fuge, in der die Messungen vorgenommen wurden, die Grundlage. Sie liegt nach Abb. 4a 59,6 m. unter der Spitze des Grunddreiecks und hat eine Breite von b = 43,12 m.

Wenn die Längenänderungen in den einzelnen Messstellen nach allen 3 Richtungen gemessen sind, so lassen sich mithilfe der Elastizitätszahlen die dazu gehörigen Spannungen ermitteln, wie dies in Abb. 4a gezeigt wird.

Bei der Ermittlung der Spannungen muss die Verschiedenheit von Elastizität und Festigkeit des Betons entsprechend der Lage im Querschnitt berücksichtigt werden. So wird vor dem Anstau der noch feuchte Beton der Kernmasse andere Materialeigenschaften und damit andere Elastizitätswerte ergeben müssen als der Beton an den Rändern, der unter allen Umständen rascher austrocknen und erhärten kann. Ferner muss der Einfluss des Alters der einzelnen Betonblöcke beachtet werden.

Die Spannungen, wie sie vom Baubeginn an auftreten, sind in derselben Reihenfolge wie die auf S. 8 zergliederten Deformationen:

Spannungen aus chemischen und physikalischen Vorgängen beim

Abbinden und Erhärten des Betons,

Spannungen aus dem vollen Eigengewicht der Mauer,

Spannungen aus der Wasserbelastung und,

Spannungen durch Auftrieb und Unterdruck.

Hinzu kommen Einflüsse der Verformung des Gründungsfel-

sens und Zusatzspannungen durch Eisdruck, durch Wellenschlag u. a.

Ein Ziel der Messungen am Bauwerke, der Vergleich der tatsächlich auftretenden (aus den Messungen direkt abgeleiteten) ungünstigsten mit den nach irgendeiner Theorie berechneten Gesamtspannungen, muss solange zurückgestellt werden, bis die Vollbelastung vorhanden ist. Im folgenden Abschnitte soll daher nur derjenige Teil der Messungen ausgewertet werden, der bis zu einem gewissen Grade Schlussfolgerungen zulässt.

1.) *Spannungen aus Vorgängen beim Abbinden und Erhärten des Betons.*

Wir betrachten einen Mauerblock von 25 m. Länge, die dem Abstand der Fugen entspricht. Auflagerfläche ist die Arbeitsfuge, in die die Telemeter verlegt sind.

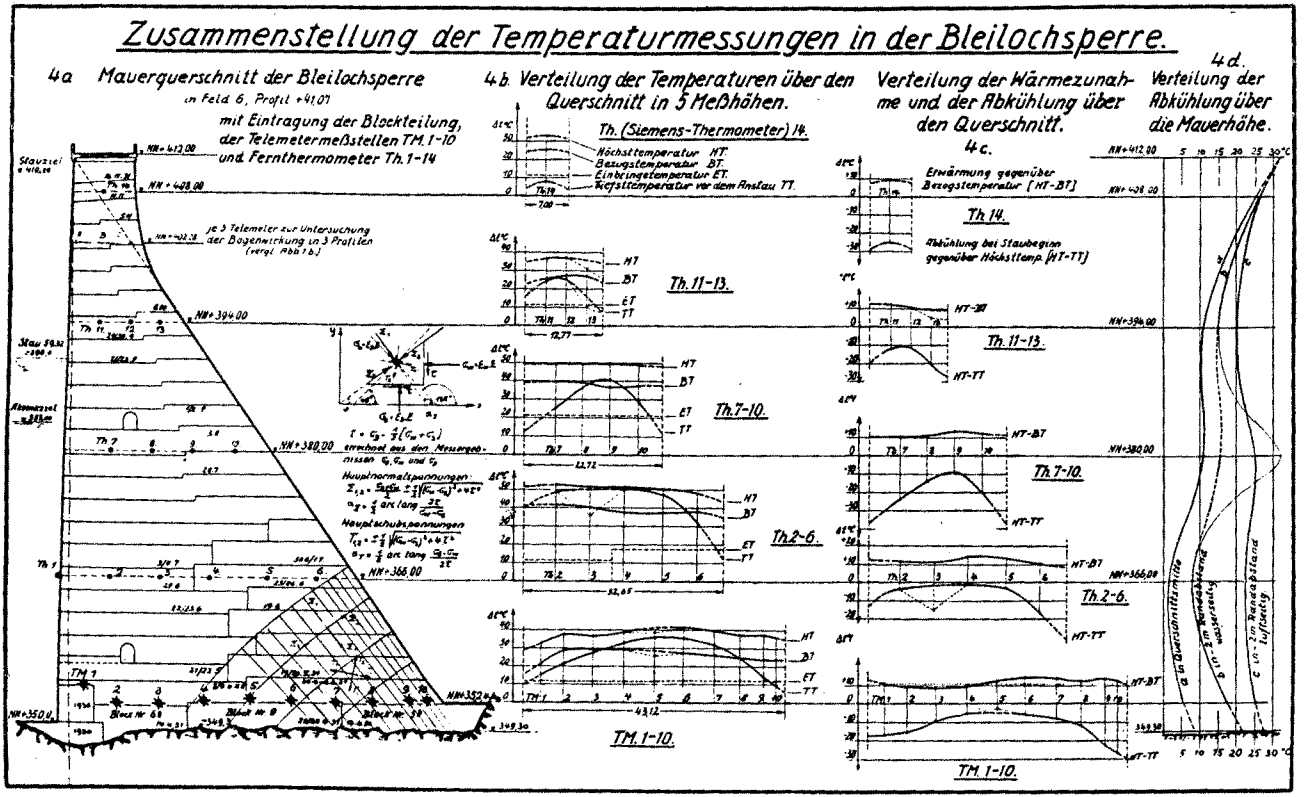
Wir gehen bei der folgenden Zusammenstellung 1 der Einzelergebnisse vom Einbau der Messinstrumente im Mai 1931 bis zum Anstau im März 1932 von demselben Zeitpunkt aus, auf den sämtliche Messungen bezogen wurden, und der mit dem Ende des Abbindens zusammenfällt.

Bei der im vorigen Abschnitt besprochenen Verteilung der Temperaturänderungen über den Querschnitt interessieren in erster Linie die Wärmezunahmen gegenüber der Einbringungstemperatur und Abkühlung gegenüber der Höchsttemperatur.

Zusammenstellung 1

Beobachtungspunkt entspr. Telemeterpunkt Tm. (vgl. Abb. 3e)	3 1	4 2	5 3	6 4	7 5	8 6	9 7	10 8	11 9	12 10
1. Einbringetemperatur	12,0°				11,5°					
2. Bezugstemperatur	21,7	28,6	28,3	29,2	25,4	27,0	26,1	24,7	23,4	23,2
3. Höchsttemperatur	32,5	37,3	36,8	38,8	38,2	41,3	39,7	36,8	37,2	35,6
4. Auf (2) bezogene Wärmezunahme	+10,8	8,7	8,5	9,6	(12,8) 12,0	14,3	13,6	12,1	13,8	12,4
5. Niedrigste Temperatur seit (3) bis Anstau	15,1	21,5	27,3	33,1	35,3	35,1	31,3	24,5	13,9	8,8
6. Abkühlung bezogen auf (3)	-17,4	-15,8	-9,5	-5,7	-5,0	-6,2	8,4	12,3	23,3	27

In Abb. 4b ist in Höhe der Messfuge die Verteilung der mithilf der Telemeter gemessenen Temperaturen aufgetragen unter Aus



Prof. Dr.-Ing. E. Probst. Deutschland.

gleichung der in Punkt 7 wegen der Blockteilung ausfallenden Werte der Höchst- und der Bezugstemperatur. In Abb. 4c sind die Temperaturzunahmen gegenüber der Bezugstemperatur nach oben und die Abkühlungen gegenüber der Höchsttemperatur nach unten aufgetragen.

Ausser diesen Messungen werden von der Bauleitung der Oberen Saale A. G. Temperaturmessungen an 14 Stellen (in Abb. 4a mit Th. 1 bis 14 bezeichnet) ausgeführt, deren Ergebnisse in den nachfolgenden Zusammenstellungen 2a-d enthalten sind. Die daraus entnommenen Zahlenwerte dienten zur Darstellung der in Abb. 4b und 4c ersichtlichen Temperaturverteilung über vier nach der Höhe verschiedene Querschnitte in derselben Weise, wie es für die Telemeterfuge aus der Zusammenstellung 1 geschehen ist.

Zusammenstellung 2. — a) *Höhe NN* + 366,00 *m*.

Messstelle Th.	1	2	3	4	5	6	Bemerkungen
1) Einbau		29.6.31			25.6.31		Th. 1 Lufttemperatur vgl Abb. 4a.
2) Einbringetemperatur des Betons.	Lufttemperatur	11,0			17,5		
3) Bezugstemperatur (50 St. n. E.) °C		41,0	40,0	37,5	37,0	38,0	zwischen 3 u. 4 Blockgrenze
4) Höchsttemperatur °C	—	52,5	51,2	51,6	50,2	48,1	
5) Zunahme (4) - (3) °C	—	11,5	11,2	14,1	13,2	10,1	
6) Tiefpunkt vor Anstau °C	—	48,8	(36,0)	50,2	47,1	31,5	NB. Angabe Th. 3 unzuverlässig.
7) Abkühlung (4) - (7) °C	—	-3,7	(-15,2)	-3,1	-16,6		

b) *Höhe NN* + 380,00 *m*.

Messstelle Th.	7	8	9	10	Bemerkungen
1) Einbau		3.8.31			
2) Einbringetemperatur °C		21,5			
3) Bezugstemperatur nach 50 St. °C	39,5	39,5	36,8	37,7	
4) Höchsttemperatur °C	49,5	49,5	49,8	49,5	
5) Zunahme °C	10,0	10,4	13,0	11,8	
6) Tiefpunkt vor dem Anstau °C	25,8	36,3	40,5	28,4	
7) Abkühlung °C	23,7	-13,6	-9,3	-21,1	

c) *Höhe NN* + 394,00 m. d) *Höhe NN* + 408,00 *m.*

Messstelle Th.		11	12	13	14
1) Einbau			30.9.31		11.11.31
2) Einbringetemperatur	°C		11,0		11,0
3) Bezugstemperatur	°C	25,0	27,0	27,0	25,0
4) Höchsttemperatur	°C	36,7	36,9	30,8	33,0
5) Zunahme	°C	11,7	9,9	3,8	8,0
6) Tiefpunkt vor dem Anstau	°C	24,3	24,9	9,5	7,9
7) Abkühlung	°C	12,4	-12,0	-21,3	-25,1

Aus den Kurven Abb. 4b und c wurde in Abb. 4d der Verlauf der Abkühlung gegenüber der Höchsttemperatur über der Mauerhöhe für 3 charakteristische Punkte der Fuge konstruiert ; in Querschnittsmitte, an der Luftseite und an der Wasserseite.

Aus diesen Abbildungen ist Folgendes zu entnehmen:

Als absolute Temperaturen wurden mit den im Hochsommer eingebauten Thermometern Th. 1-10 bedeutend höhere Werte gemessen als in der Telemeterfuge (Einbau im Frühjahr, ausserdem Nachbarschaft des Gründungsfelsens) und in den höheren Messfugen (Einbau im Herbst, ausserdem geringere Querschnittsbreiten).

Die Wärmezunahme zeigt, wie zu erwarten war, geringfügige Abnahme nach den oberen schlankeren Mauerteilen hin und kann mit genügender Näherung über den Querschnitt als gleichmässig verteilt angesehen werden.

Die gemessene Abkühlung hingegen ist abhängig von der Lage der Messstelle im Querschnitt und der Höhenlage der Messfuge. Aus Abb. 4d kann ersehen werden, dass in Querschnittsmitte der geringste Wert etwa in Höhe 366,00 gemessen wurde. Der Umstand, dass in der Telemeterfuge, also bei einer der — 14 m. tieferen Höhenlage entsprechend grösseren Querschnittsbreite die Abkühlung grösser war, ist durch die Abgabe der Wärme an den Gründungsfelsen zu erklären.

Nach oben nimmt die Abkühlung, wie zu erwarten, dauernd zu.

Die beiden anderen Linien der Abb. 4d zeigen die Verhältnisse an den Rändern entsprechend der Lage der äussersten Messstellen der Telemeterfuge. Da in den obersten Lagen die Messstellen nicht so weit an den Rändern lagen, wurden die Linien verlängert, sodass sie nur angenähert gültig sind. Die Ausbuchtung der wasserseitigen

Linie in Höhe 380,0 wird wohl nicht den Tatsachen entsprechen, die Linie dürfte eher den punktiert eingetragenen Verlauf nehmen. Die Messergebnisse der Thermometer Th. 3 und 13 sind einer gefühlsmässig bedingten Korrektur unterzogen worden.

Bei Betrachtung der Wirkungen der in der Mauer auftretenden Temperaturverschiedenheiten müssen wir zwei Stadien unterscheiden:

Das erste Stadium ist das der Erwärmung während des Abbindens des Betons und in der ersten Zeit danach und äussert sich als Druck.

Das zweite Stadium beginnt mit der Abkühlung und erzeugt Zug.

a) *Spannungen infolge der Temperaturzunahmen.*

Denkt man sich einen Stab von geringer Höhe (2,5 m Blockstärke), einer Länge von 25 m entsprechend der Fugenentfernung und einer Breite b, die hier rd. 40 m beträgt (s. Abb. 5a), so kann man, da die Höchsttemperatur etwa 3 Wochen nach dem Betonieren eines Blockes erreicht ist, den Einfluss der aufgebrachten Mauermassen, der für die Messfuge noch gering ist, vernachlässigen. In der Längsrichtung hat der Stab keine Ausdehnungsmöglichkeit, da er zwischen dem seitlichen Felsen und dem benachbarten Block eingezwängt ist. Nimmt man ferner an, dass die Wärmezunahme annähernd für jede Längsfaser gleich gross ist, (für den Beton in der Nachbarschaft des Widerlagerfelsens trifft dies nicht ganz zu), so erhält man in jedem Querschnittspunkt in der Längsrichtung eine Normalspannung von der Grösse $\sigma = E.\omega\Delta t$. ω bedeutet den Wärmeausdehnungskoeffizient und wird mit 1.10 für 1°C eingesetzt. Der Elastizitätsmodul auf Druck E_{bd} wird **mit** 50000 kg/cm² für den jungen Beton geschätzt. Elastizitäts und Festigkeitsprüfungen im Laboratorium mit dem im Bau verwendeten Beton ergaben im Alter von 8 1/2 Monaten E_{bd} = 129000 und nach 13 1/2 Monaten 216000 kg/cm². Setzt man die Werte ein, so erhält man

$$\sigma = 50000.0,00001.\Delta t = 0,5\Delta t \text{ kg/cm}^2$$

Δt kann für die einzelnen Beobachtungspunkte aus Abb. 4c abgegriffen werden. Man sieht an der untersten in Abb. 4c aufgetragenen Linie der Temperaturzunahmen, dass selbst in dieser ungünstigst beanspruchten Fuge die Wellenform durch die (punktierte) Gerade ausgeglichen werden kann. Demnach ergibt sich eine

Abb. 5a

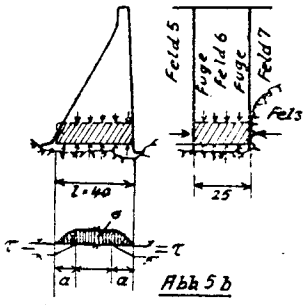


Abb. 5b

Abb. 5c. Temperaturlinien an den Randmeßstellen u. in Querschnittsmitte, NN + 352,40 Bleilochsperre.

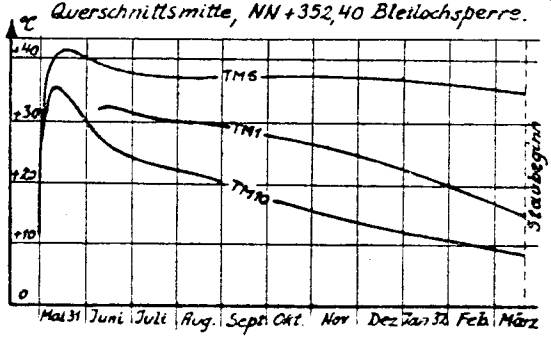
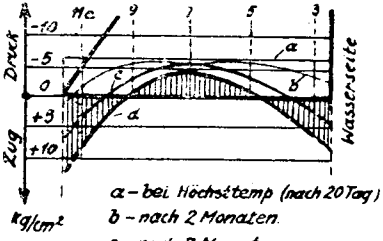


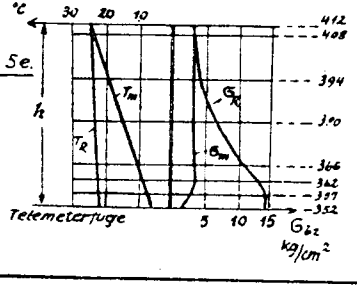
Abb. 5d. Anzunehmende Verteilung der Temperaturspannungen in Längsrichtung der Mauer über den Querschnitt in Sohlenhöhe



a – bei Höchsttemp (nach 20 Tag)
b – nach 2 Monaten
c – nach 7 Monaten
d – zu Staubeginn

Verlauf der Temperaturspannungen von Sohle bis Krone bei Annahme eines linearen Gefälles Δt und linear veränderlichen E.

Abb. 5e.



6a Zu erwartende Rißbildung als Folge der Temperaturspannungen in Längsrichtung des Maueröffnungen.

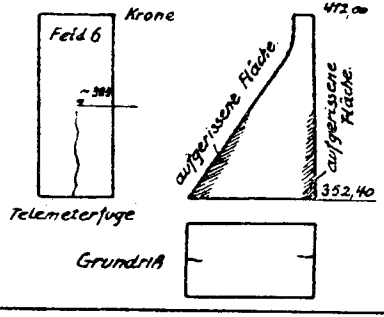
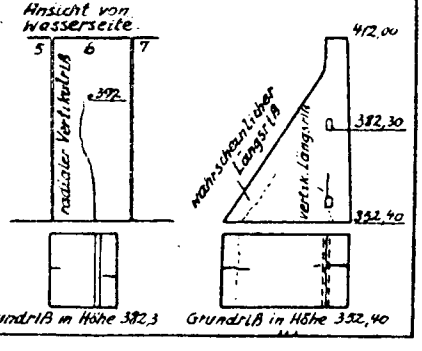


Abb. 6b. Rißbildung in Feld 6.



mittlere Wärmezunahme über den Querschnitt $\Delta t = 11{,}0°C$. Damit erhält man:

$$\sigma_{bd} = 0{,}5\text{-}11{,}0 = 5{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Diese Berechnung setzt nun voraus, dass sich der Block nach den Querrichtungen frei dehnen kann. An der Sohle ist dies nur in beschränktem Masse der Fall, da der Widerstand der Sohlenkräfte die wagerechte Querdehnung behindert. Bei vollständiger Behinderung würde die Normalspannung in der Längsrichtung den Wert annehmen:

$$\sigma' = \sigma : \left(1 - \frac{1}{m}\right) = 6{,}6, \text{ wenn } m = 6 \text{ gesetzt wird}$$

Nun muss berücksichtigt werden, dass die Erwärmung des Betonblockes während des Abbindens sich auch auf die Sohle überträgt und dort eine gleichgerichtete Ausdehnung hervorzurufen bestrebt ist. Die Telemetermessungen zeigten jedenfalls, dass in der ersten Zeit an allen Messpunkten Längenzunahmen eintraten, wobei das Mass der Zunahme in wagerechter Richtung hinter dem durch Erwärmung linear bedingten zurückbleibt, in lotrechter Richtung dagegen dieses übersteigt.

Schubspannungen zwischen den einzelnen Längsfasern sind selbst bei ungleichmässiger Erwärmung nicht vorhanden, da gegenseitige Verschiebungen infolge der Festhaltung der Endflächen ausgeschlossen sind.

In der Querrichtung der Mauer wird der Stab von 40 m. Länge und 25 m. Breite betrachtet, (die Abmessungen sind gegen früher vertauscht). Der Ausdehnung des Blockes quer zur Mauerachse widersetzen sich in diesem Falle die Reibungskräfte an der Sohle und die Reibungskräfte an den beiden seitlichen Blockflächen. Wie vorher wird mit einer gleichmässigen Wärmezunahme um $\Delta t = 11{,}5°C$ in Längs und Querrichtung gerechnet und die Annahme gemacht, dass die Wärmezunahme auf eine Blockhöhe von 2,5 m auch in lotrechter Richtung gleichbleibt.

Infolge der Festhaltung der 3 Mauerflächen durch Haftkräfte können sich die Wärmespannungen nur im mittleren Teil der Blocklänge voll ausbilden, und können mit rd. 6 kg/cm² wie in der Längsrichtung angenommen werden. Von einer gewissen Entfernung a ab (Abb. 5b) nimmt σ bis auf 0 am Mauerende etwa parabolisch ab.

Auf derselben Strecke treten an der Sohle entsprechende Schubspannungen auf, die am Blockende an der Sohle mit $\tau = 3{,}9$ kg/cm²

errechnet wurden und gegen die Blockoberkante linear auf 0 abnehmen. Diese Schubspannungen treten auch an den Seitenflächen auf.

Die Betrachtung der Spannungen in der Querrichtung ist unter der Voraussetzung erfolgt, dass die Spannungen infolge Wärmezunahme sich in jedem Arbeitsblock einzeln auswirken konnten, wie es tatsächlich bei dem Telemeterblock der Fall war, da der nächste Block erst nach Beginn der Abkühlung aufgebracht wurde. Da die Zeitspannen bis zum Aufbetonieren mit steigender Höher kürzer wurden, traf diese Voraussetzung weiterhin nicht immer zu.

In lotrechter Richtung sind die infolge Wärmezunahme auftretenden Spannungen noch kleiner. Theoretisch setzt sich der spannungslosen Ausdehnung nur die Reibung an den 2 Seitenflächen und das Eigengewicht des Blockes entgegen.

Im Allgemeinen kann festgestellt werden, dass die Spannungen infolge Erwärmung von keinem grossen Einfluss sind, wie aus den überschlägig errechneten Werten erhellt.

b) *Die Spannungen infolge Abkühlung des Betons.*

Während es bei der Betrachtung der Spannungen durch Erwärmung genügt, den Arbeitsblock nächst der Sohle zu berücksichtigen, weil die Höchsttemperatur erreicht wurde, bevor eine Auflast auf diesem aufgebracht war, muss bei der sehr langsam und zögernd einsetzenden Abkühlung das ganze Profil Berücksichtigung finden. Da jeder Block bei der Abkühlung das Bestreben hat, sich in sich zusammenzuziehen, die Fugen sich somit öffnen, genügt es, den Mauerblock zwischen 2 Fugen zu untersuchen.

Mit einer einheitlichen Abkühlung zu rechnen, ist nun nicht mehr angängig. Die Abkühlung tritt natürlich in den Randgebieten viel stärker in Erscheinung als in der Mitte des Querschnitts, wie dies aus Abb. 4c für Querschnitte über die ganze Höhe zu entnehmen ist. Hier machen sich auch der Wechsel der Jahreszeit, die Herstellungstemperaturen und die Stärke der Blöcke stark bemerkbar.

Wir fassen den Mauerteil zwischen 2 Fugen als Stab von der Länge $l = 25$ m., der Höhe $h = 60$ m. und der mit der Höhe wechselnden Breite b auf. Die Mauer kann der Verformung infolge Abkühlung nur den Haftwiderstand der Sohle entgegensetzen. Die Verteilung der Abkühlung ist über den Querschnitt und in den einzelnen Höhenlagen ungleichmässig. Die Abkühlung nimmt nach

oben hin zu, wobei der Unterschied in Querschnittsmitte natürlich grösser sein muss als in den Randgebieten.

Zunächst nehmen wir wie bei der Erwärmung wieder an, dass die Temperaturänderung in Längsrichtung der Mauer gleichbleibt, dass also in jeder Längsfaser von Fuge zu Fuge die gleiche Abkühlung stattgefunden hat. Ferner kann man mit einem nach der Krone zu gleichmässigen Temperaturgefälle rechnen. Bezeichnet man die Abkühlung in Höhe der Telemeterfuge mit Δt_1, in Höhe der Mauerkrone mit Δt_2, so erhält man das nach Querschnittslage verschiedene Temperaturgefälle mit $\Delta t = \Delta t_2 - \Delta t_1$.

Eine Folge der ungleichmässigen Abkühlung ist nun zunächst, dass die Mauer das Bestreben hat, sich zu wölben, und zwar hohl nach der Seite der grösseren Abkühlung (Krone). An der Wölbung wird die Mauer aber durch die lotrechten Haftkräfte der Sohle und ihr Eigengewicht gehindert.

Die Verhältnisse gestalten sich nun ähnlich wie bei gleichmässiger Erwärmung. Infolge der Lagerung können die Wärmespannungen σ nur im mittleren Teil von der Länge $l - 2a$ (vgl. Abb. 5b) voll zur Auswirkung kommen, während in den beiden Endteilen a der im Mittelteil wirkende Zug durch Vermittlung von Haftspannungen auf den festen Untergrund übertragen wird; dabei nehmen die Zugspannungen nach dem Masse dieser Uebertragung. ab.

Angenommen, die Strecke a sei grösser als die halbe Stablänge, so wird die Zugspannung an der Krone nirgends den vollen Wert $\sigma_2 = E. \omega. \Delta t_2$ erreichen.

An der Sohle haben wir daher durchgehend die Spannung $\sigma_1 = E. \omega. \Delta t_1$ die Kronenspannung steigt von O an den Stabenden zu einem Höchstwert in Stabmitte. Bei der Untersuchung der Spannungen infolge Erwärmung des Betons haben wir mit einem einheitlichen $E = 50000$ kg/cm² gerechnet. Die Abkühlung, bei der die Innentemperatur in Querschnittsmitte durch längere Zeit auf einem von der Höchsttemperatur nicht viel abweichenden Wert gleichbleibt, vollzieht sich langsam. Ferner muss man beachten, dass in den Randgebieten und in den oberen schlankeren Mauerteilen gleichfalls andere Elastizitätszahlen einzusetzen sind als bei der Erwärmung des noch jungen Betons.

Aus Abb. 5c können wir ersehen, dass die Temperatur etwa in Querschnittsmitte (Tm. 6) nach Erreichen des Maximums bald um 3° abkühlte, auf dieser Höhe (38°) aber rund 6 Monate

gleich bleibt und erst im Dezember der allmähliche Abfall einsetzte; die Gesamtabkühlung bis Staubeginn betrug in Querschnittsmitte 5,0°. Es muss sonach ein mit der Zeit wachsender Elastizitätsmodul eingeführt werden.

Bei Tm. 10 (luftseitiger Rand, 2 m Randabstand) zeigt sich sofort nach Erreichen des Maximums eine recht jähe Abkühlung bis zum 40. Tage. Anschliessend setzte eine flachere aber stetige fast geradlinige Wärmeabnahme ein, die bis zum Staubeginn anhielt. Auch bei Tm. 1 (wasserseitiger Rand, 3 m. Randabstand) fällt im Gegensatz zur Querschnittsmitte die Temperaturlinie ab.

Aus früheren Elastizitätsmessungen an Beton ist bekannt, dass wesentliche Aenderungen der E_{bd} — Werte nach etwa 6 Monaten nicht mehr zu erwarten sind. Die Elastizitätsmoduli werden *schätzungsweise* wie folgt gewählt:

für die *Querschnittsränder* (Punkt 3 und 11a) für die erste Zeit der Abkühlung (bis zum 2. Monat) E_{bd} = 110000 kg/cm²
für die restliche Abkühlung bis Stau E_{bd} = 145000 kg/cm²
für die *Viertelspunkte* durchgehend E_{bd} = 110000 kg/cm²
für die *Querschnittsmitte* (Punkt 7) in der ersten Zeit (bis zum 2. Monat) E_{bd} = 50000 kg/cm²
für den Rest der Abkühlung (vom 7. Monat bis Staubeginn) E_{bd} = 100000 kg/cm²

Die Elastizitätsmoduli auf Zug E_{bz} werden mit der halben Grösse eingesetzt.

Die dementsprechenden Spannungen in Längsrichtung der Mauer für die verschiedenen Querschnittspunkte sind zum Zeitpunkt des Staubeginns, wenn die entsprechenden Abkühlungen Δt aus Abb. 4c (unterhalb der Bezugsachse) abgegriffen werden:

wasserseitig (Punkt 3):

$$\sigma_t = 0{,}00001 \cdot \left(\frac{110000}{2} \cdot 5{,}5 + \frac{145000}{2} \cdot 12{,}0\right) = 12 \text{ kg/cm}^2$$

wasserseitiger Viertelspunkt (Punkt 5):

$$\sigma_t = 0.00001 \cdot \frac{110000}{2} \cdot 9{,}2 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Querschnittsmitte (Punkt 7):

$$\sigma_t = 0{,}00001 \cdot \left(\frac{50000}{2} \cdot 3{,}0 + \frac{100000}{2} \cdot 2{,}0\right) = 1{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

luftseitiger Viertelspunkt (Punkt 9):

$$\sigma_t = 0{,}00001 \cdot \frac{110000}{2} \cdot 9.2 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

luftseitig (Punkt 11a):

$$\sigma_1 = 0{,}00001 \left(\frac{110000}{2} \cdot 8{,}7 + \frac{145000}{2} \cdot 12{,}7\right) = \quad 14 \text{ kg/cm}^2$$

Diesen Spannungen wirken die von der ersten Erwärmung herrührenden in der gleichen Richtung herrschenden Druckspannungen von $\sigma_{bd} = 6$ kg/cm² entgegen. Die in der Abb. 5d aufgetragenen Spannungen an der Telemeterfuge sind unter der Voraussetzung zu erwarten, dass an der betreffenden Fuge eine Formänderung infolge Ausdehnung nicht möglich ist. Im Allgemeinen ist dies nur an der Gründungssohle zu erwarten, wenn die Haftung von Mauerbeton und Felssohle unverschieblich, der Fels selbst starr ist.

Es soll noch erwähnt werden, dass die Spannungsverteilung in Abb. 5d in den Randgebieten Zusatzspannungen aus der nicht linearen Verteilung der Spannungen über den Querschnitt und der Behinderung der Krümmung des Mauerblockes in der wagerechten Längsrichtung erhält, deren Einfluss schwer zu erfassen ist.

Gegen die Mauerkrone hin ändern sich die Spannungsverhältnisse in den verschiedenen Querschnitten. Nimmt man an, dass die Abkühlung von der Telemeterfuge bis zur Mauerkrone linear wächst, und an der Krone ihren Grösstwert mit 26,0°C erreicht, der gemittelte Elastizitätsmodul für den 4 Monate alten Beton mit $E_{bd} = 125000$ kg/cm² geschätzt wird, so lässt sich nach einer von Engesser [5]) aufgestellten Gleichung,

$$\sigma_2 = E_{bz} \cdot \omega \cdot \Delta t_2 \left[1 - \left(1 - \frac{1}{2a}\right)^2\right] \qquad E_{bz} = \frac{E_{bd}}{2}$$

in Höhe der Mauerkrone die Spannung in Längsrichtung der Mauer in Stabmitte

$$\sigma_{2\,max} = \frac{125000 \cdot 0{,}00001 \cdot 26{,}0}{2} \left[1 - \left(1 - \frac{25}{2 \cdot 119{,}2}\right)^2\right] = 3{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

errechnen. Dieses $\sigma_2 = 3{,}25$ kg/cm² wäre danach die grösste Zugspannung an der Krone, die bis zum Staubeginn erreicht wäre. Da dieser Zeitpunkt mit dem Temperaturtiefpunkt zusammenfällt, kann er als Grösstwert der Kronenspannung angesehen werden. Diese Kronenspannung nimmt gegen die Blockenden etwa parabolisch auf Null ab.

Die Verteilung der Maximalspannungen von Telemeterfuge bis zur Krone kann unter den getroffenen Annahmen der linear wachsenden Abkühlungen und linear sich ändernden E-Werte

(5) Engesser, « Ueber Wärmespannungen von Mauerkörpern », Zeitschrift für Arch. und Ing. Wesen, Jahrgang 1920.

durch Abb. 5c veranschaulicht werden. Die Annahme des Temperaturgefälles für Querschnittsmitte (T_m) und die Randpunkte (T_r) ist auf der Abbildung links zu ersehen. Auf dem rechten Bildteil sind die Linien der errechneten Spannungen aufgetragen. (σ_m in Querschnittsmitte, σ_r die Spannung in 3 m Abstand).

Aus dieser Darstellung folgt, dass die Veränderungen in Querschnittsmitte mit der Höhe sehr geringfügig sind, während die Spannung am Rande σ_r oben und unten recht grosse Unterschiede aufweist.

In der Querrichtung wirkt die Mauer als Stab mit einer rechteckigen Stabfläche und veränderlicher Länge. Auch bei der Abkühlung widersetzen sich nur die Sohlenkräfte der Verformung. Die Temperaturänderung ist aber in der Längsfaser nicht mehr gleich, sondern in der Mitte kleiner, an den Rändern grösser.

An der Sohle bilden sich hier nun wieder Zugspannungen aus, die sich bei Annahme absoluter Haftung zu $\sigma_1 = E. \omega. \Delta t_1$ ergeben. Dabei muss für Δt_1 die von Luft zu Wasserseite dargestellte Verteilung eingeführt werden, während die Verteilung über den Stabquerschnitt (Längsrichtung der Mauer) gleichmässig ist, Danach wird an der Sohle die Zugspannung in der Querrichtung der Mauer an den Rändern bedeutend grössere Werte annehmen, als in der Mitte, wobei die Aenderung und die Grössenverhältnisse etwa dem Verlauf der Linien in Abb. 5d entsprechen.

Gleichzeitig treten an der Sohle Schubspannungen auf, die ebenfalls von den Aussenwänden nach der Mitte zu abnehmen. Sie ergeben sich aus der Uebertragung der Haftspannungen an der Sohle in den Mauerkörper und aus der ungleichmässigen Temperaturänderung.

Nach oben hin nehmen die Zugspannungen der wachsenden Verformungsmöglichkeit wegen dauernd ab, mit ihnen gleichzeitig auch die Schubspannungen. Die Abnahme ist an den Rändern bedeutend grösser als in der Mitte, was aus den früheren Ausführungen hervorgeht.

In vertikaler Richtung endlich treten gleichfalls Zugspannungen auf, die an den Rändern grösser sind als in der Mitte. Sie bleiben aber hinter den bisher betrachteten zurück, da die Belastung durch das Eigengewicht des Mauerblocks gleichgerichtete Verformungen hervorruft.

Bisher ist vorausgesetzt worden, dass die Abkühlung in allen Mauerteilen in der erwähnten Verteilung gleichzeitig zur Wirkung kommt. Dieses trifft aber der schichtweisen Herstellung des Mauer-

körpers wegen, die sich an der Bleilochsperre über nahezu 8 Monate erstreckte, nicht zu. Eine Berücksichtigung der dadurch bedingten Aenderungen in der Spannungsverteilung ist kaum möglich. Es ist anzunehmen, dass sich die Spannungsverhältnisse noch etwas ungünstiger gestalten werden, da jeweils die oberen Fasern des älteren unteren Blockes den Verkürzungsbestrebungen der unteren Fasern des oberen jüngeren Blockes nicht mehr im selben Masse nachgeben können.

Zu den Formänderungen, die durch die Vorgänge beim Erhärten bedingt sind, gehören auch Schwellen und Schwinden. Eine Abgrenzung des Einflusses gegenüber den Temperatureinflüssen kann vorerst nicht erfolgen. Sie ist derzeit noch von sekundärer Bedeutung, da wir gesehen haben, dass die wesentlichsten Aenderungen durch die Temperaturzunahme und die darauf folgende Abnahme hervorgerufen werden. (siehe Abb. 3a-e).

V. ERKLÄRUNG DER RISSBILDUNGEN AUS DEN MESSERGEBNISSEN.

Die Betrachtungen im Abschnitt IV haben den aussergewöhnlichen Einfluss der ungleichmässigen Temperaturverteilung im Mauerwerkskörper klargelegt. Die dort ausgeführte *Berechnung*, die nur einen Ueberblick über die *Grössenordnungen* der auftretenden Spannungen geben sollte, erhebt keinen Anspruch auf eine vollkommene Uebereinstimmung mit den tatsächlich auftretenden Spannungen. Diese sind z. T. rechnungsmässig geschätzt, geben aber ein anschauliches Bild von der Spannungsverteilung in der Mauer.

Wir haben gesehen, dass der Einfluss der Wärmezunahme während und kurz nach dem Abbinden nicht gefährlich ist, da die Verformungen zum grossen Teil plastischer Art sind, und weil ein baldiger Ausgleich der Druckspannungen über den Querschnitt der Mauer erfolgt. Ein Einfluss der Lufttemperaturen, selbst wenn starke Sonnenbestrahlung auftritt, hat kaum schädliche Folgen, da ihr Einfluss wegen der schlechten Leitfähigkeit des Betons auf die Oberfläche beschränkt bleibt und nur wenig ins Innere des Mauerkerns eindringt.

Dagegen ist der Einfluss der Abkühlung nach erreichter Höchsttemperatur gefährlicher. Infolge der allmählichen Temperaturabnahme treten Zugspannungen auf, die in Abb. 5d dargestellt sind, und die so gross werden können, dass Rissebildungen im Mauer-

block zu erwarten sind, umsomehr als noch Einflüsse aus dem Schwinden des Betons im gleichen Sinne ungünstig wirken.

Die Entstehung der kurz nach der Fertigstellung der Bleilochsperre im Feld 6 festgestellten Risse kann aus den Darlegungen des vorangehenden Abschnittes erklärt werden.

Die Rissbildung ist in jedem Falle abhängig von der Zugfestigkeit des Betons. Da die Biegungszugfestigkeit im Alter von 180 Tagen mit 36-44 kg/cm² bestimmt wurde, kann die Zugfestigkeit mit K_{bz} = 15-20 kg/cm² angenommen werden, die an mehreren Stellen erreicht oder überschritten wurde.

Als eine Folge der in Abb. 5d dargestellten ungleichmässigen Verteilung der Temperaturspannungen in Höhe der Telemeterfuge sind vertikale Längsrisse an dem wasserseitigen und schräge Längsrisse an dem luftseitigen Rande zu erwarten. Die Risse werden an den schwächsten Stellen entstehen und dort, wo Querschnittsveränderungen (z. B. Revisionsstollen) sind.

Bei der Untersuchung des Mauerkörpers hat sich nach Fertigstellung tatsächlich im unteren Kontrollstollen fast auf die ganze Länge in dem Stollenfirst ein wenn auch haarfeiner Längsriss eingestellt. Wieweit der Riss sich nach der Höhe ausdehnt, kann nicht festgestellt werden. In dem 26 m. höher liegenden Kontrollstollen ist er nicht mehr zu finden. An der Luftseite besteht keine Möglichkeit der Rissbeobachtung, doch ist anzunehmen, dass auch dort, wo die Verhältnisse noch ungünstiger liegen als wasserseitig, in der äusseren Schale Längsrisse vorhanden sein dürften. Es ist anzunehmen, dass diese Längsrisse in ihrer Ausdehnung nicht sehr hoch über die Sohle gehen.

Infolge der grossen Temperaturspannungen in Längsrichtung der Mauer ist das Auftreten von vertikalen Radialrissen zu erwarten, die auch tatsächlich in fast allen Blöcken ungefähr in der Mitte gefunden wurden (s. Abb. 6a). Nach den vorangehenden Betrachtungen reisst der Block etwa in dem in Abb. 6a durch Schraffur kenntlich gemachten Ausmasse, nach unten zu entsprechend den wachsenden Zugspannungen immer tiefer gegen den Kern der Mauer. Die oberen Mauerteile müssten danach ganz rissefrei bleiben.

Die tatsächlich aufgetretenen Risse haben die Erwartungen bestätigt. Auf Abb. 6b sind die in Feld 6 festgestellten Rissbildungen skizziert. Sie zeigen eine sehr gute Uebereinstimmung mit den Ergebnissen der sich aus den überschlägigen Berechnungen des vorigen Abschnittes ergebenden Darstellung in Abb. 5d. Die stärkere Ausdehnung der tatsächlich aufgetretenen Risse darf auf den

im gleichen Sinne wirkenden Einfluss des Schwindens zurückgeführt werden, auf den nach Abschluss der Untersuchungen noch zurückgekommen werden soll.

Eine andere Art der Rissbildung ist an der Sohle zu erwarten Unter Zugrundelegung der Annahme einer unverschieblicher Haftung wird die volle Zugspannung $\sigma_{bz} = E. \omega. \Delta t$ auftreten unabhängig von der Blocklänge zwischen den Fugen. Gefährlich wird diese Spannung also hauptsächlich an den Rändern direkt über der Sohle. Im Innern, wo die Hauptabkühlung erst bei fortgeschrittener Erhärtung des Betons einsetzt und bedeutend langsamer vor sich geht, ist die Rissgefahr nicht so gross. Aus diesem Grunde wurden Erdschüttungen als Schutz gegen die Temperaturrisse an der Sohle vorgeschlagen und ausgeführt, wodurch die Temperaturschwankungen stark herabgemindert werden.

Die Höhe über der Sohle, bis zu welcher die volle Wärmespannung $\sigma = E. \omega. \Delta t$ zur Wirkung kommt, ist auch abhängig von der Blocklänge bezw. dem Fugenabstand. Von einer gewissen Grenzhöhe nimmt die Spannung nach der Krone ab, die je nach der Blocklänge näher oder entfernter von der Sohlenfuge ist.

Je kleiner der Fugenabstand ist, desto günstiger werden die Verhältnisse. Eine überschlägige Berechnung der Abnahme der Sohlenspannung bei der Bleilochsperre unter Voraussetzung gleichbleibender Temperaturänderung und Elastizität, was für die Randgebiete zutreffen wird, für verschiedene Fugenabstände hat gezeigt dass bei einem Fugenabstand von 50 m. in einer Höhe von 43 m. (0,72 h) noch die Hälfte der Sohlenspannung erreicht wurde. Bei einer Fugenentfernung von 15 m sinkt der errechnete Wert schon in einer Höhe von 13 m (0,22 h) auf die Hälfte der Sohlenspannung.

VI. SCHLUSSBEMERKUNGEN.

Die bisherigen Ergebnisse der Messungen an 2 Gewichtsstaumauern, die in dem vorstehenden Bericht besprochen werden, ermöglichen nach dem bisherigen Stande der Messungen einige interessante Einblicke in das Verhalten von Gewichtsstaumauern.

Die konstruktiven Merkmale einer gut durchgebildeten Gewichtsstaumauer, die auf Grund theoretischer Erwägungen bisher für niedere und mittlere Stauhöhen allgemein anerkannt wurde, sind: Dreiecksprofil mit aufgesetzter Krone und senkrechtstehender Wasserseite, Kontrollschächte in den Fugen, ein bis zwei Kontrollgänge, eine wasserseitige Mauerdrainage, eine wasserseitige Herdmauer mit darunter liegender Zemenleinspritzung und eine Felsdrainage hinter der Herdmauer als Fortsetzung der Mauerdrainage. Wesentlich ist die Notwendigkeit einer einwandfreien Gründung bei einer entsprechenden Verfestigung des Gründungsfelsens, insbesondere der Einpressungen von Zement unter starkem Druck in klaffende Spalten und tiefe Gänge.

Bei dem allgemein üblichen Berechnungsverfahren verlässt man sich allzu sehr darauf, dass die berechneten ungünstigsten Spannungen im allgemeinen sehr niedrig sind und die durch die Rechnung nicht erfassbaren Spannungen ausgleichen. Die Beobachtungen haben bewiesen, dass dieser Gedankengang irrig ist.

Die Möglichkeit einer rechnerischen Erfassung der Temperaturänderungen und Schwindmasse ist nach den Darlegungen in Abschnitt IV dieses Berichtes kaum zu erwarten.

Die radialen Vertikalrisse, die als Folge von Temperatur- und Schwindeinflüssen entstehen können, sind nicht gefährlich, beeinflussen aber die Wasserdichtigkeit der Mauer im ungünstigen Sinne. Zudem verursachen die notwendigen Dichtungsarbeiten bei fertigen Staumauern an der Wasserseite oft erhebliche Kosten.

Die Auswertung der Messergebnisse beweist, dass bei höheren Staumauern vertikale Längsrisse entstehen, die in den meisten Fällen unsichtbar bleiben. In statischer Hinsicht bedeuten sie eine Störung der monolithischen Wirkung und des angenommenen Kräftespieles innerhalb eines Querschnittes.

Die bisherigen Ergebnisse, die sich auf Messungen vom Herstellungsbeginn bis zur Fertigstellung erstrecken, lassen folgende *Richtlinien* für die konstruktive Durchbildung von Gewichtsstaumauern erkennen:

In der Längsrichtung der Mauer soll die Entfernung zwischen den Fugen nicht zu gross gewählt werden, damit die schädlichen Anfangsspannungen sich innerhalb kleinerer Blöcke auswirken. Daraus folgt, dass die Entfernung der Fugen umso kleiner werden muss, je höher die Staumauer wird. Bei der 60 m hohen Bleilochsperre sind Abstände von 25 m gewählt worden. Die Folge davon war, dass sich fast in der Mitte der Blöcke Querrisse einstellten, deren nachträgliche Dichtung notwendig wurde. An der Schluchseesperre wurden bisher bei einem Fugenabstand von rd. 15 m. Vertikalrisse nicht festgestellt. Im allgemeinen sollte man bei Staumauern über 50 m nicht über einen Fugenabstand von 15 m. bei sehr hohen Staumauern möglichst nicht über 10 m gehen.

Zu beachten ist auch der Unterschied zwischen der Art der Schwind-und Temperatureinflüsse. Während das Schwinden sich hauptsächlich in den Randgebieten des Mauermassivs allmählich auswirken wird, haben wir gesehen, dass der Einfluss der Temperaturänderungen sich ungleichmässig über den ganzen Querschnitt verteilt. Beide Einflüsse machen sich schon zu einer Zeit bemerkbar, wo der Beton noch jung ist.

Es möge daran erinnert werden, wie notwendig ein dauerndes Nasshalten sämtlicher Arbeitsblöcke ist, um das Fortschreiten der Erhärtung des Aussenteiles gegenüber der Blockmitte auszugleichen. Dies gilt besonders für die Arbeiten in der warmen Jahreszeit.

Bauteile, die vor Einbruch der Kälte fertiggestellt werden, sollen einen sicheren Schutz gegen eine zu jähe Abkühlung der Aussenschicht erhalten.

Um die schädlichen Temperatureinflüsse herabzumindern, muss man in erster Linie den hohen Abbindetemperaturen entgegenwirken. Dies kann geschehen durch entsprechende Wahl des Bindemittels, durch evtl. Beigabe von hydraulischen Zuschlägen.

Durch den Betonierungsvorgang wird man gleichfalls in der Lage sein, schädliche Temperaturerhöhungen in Grenzen zu halten. Es ist bekannt, dass beim Abbinden grösserer Massen und bei geringem Wärmeschutz eine stärkere Reaktion vor sich geht. Daraus folgt, dass man möglichst niedrige Arbeitsschichten wählen soll, die über 1,5 m nicht hinausgehen sollen.

Wird ein Feld zwischen den Fugen in der Querrichtung unterteilt, so empfiehlt es sich, die Zeitspanne zwischen der Herstellung der Blöcke innerhalb eines Querschnitts möglichst kurz zu halten. Man wird dadurch auch dem Auftreten von Rissen parallel zur Längsachse entgegenarbeiten.

Die Zeitspanne zwischen dem Betonieren der in der Höhe aufeinander folgenden Blöcke sollte mit Rücksicht auf die bessere Ausstrahlung der frei gewordenen Wärme verlängert werden. Eine Verlängerung der Herstellungszeit kann dadurch verhindert werden, dass verschiedene Blöcke gleichzeitig betoniert werden. Da bei der Wahl kleiner Fugenabstände sich auch die Zahl der Arbeitsfelder erhöht, kann an mehreren kleineren Arbeitsblöcken die Arbeit ausgeführt werden.

Eine in neuerer Zeit angewandte Methode zur Einschränkung von Schwind - und Temperaturrissen durch künstliche Belüftung des Kerns verspricht, wenn sie nicht zu kostspielig sein sollte, einen wirksamen Schutz.

SUMMARY

During the last years the design of concrete- gravity dams has been largely improved, but it cannot be denied that the assumption of monolithic action of the structure as a whole agrees very little with computations primarily adopted. Any kind of cracks that may occur are liable to disturb the monolithic effect and to eliminate certain distribution of stresses.

Therefore it is necessary to study the origin of the deformations in order to ascertain the cause of transversal and longitudinal cracks and to provide for remedies.

It has been found that the deformations are due to various influences in the following order:

Effects of:

temperatures,

the setting of cement,

volume changes of concrete during hardening,

increasing own weight of the dam according to progress in work,

also influence of the deformations of bedrock,

later on, the influence of water pressure and of vertical uplift.

Clear ideas about the magnitude and nature of the total deformations can only be obtained by actual measurements, the readings of which will have to be taken at a distance, of course.

For this purpose telemeters have proved useful, and under the author's management a series of instruments were inserted in various places at the Bleiloch-and Schluchsee-dams. Details about construction of each dam and position of telemeters can be taken from figs. la and b. For design and function of the telemeters see figs. 2a to d.

The telemeters indicate the total longitudinal strain and at the same time the temperature of the concrete.

Figs. 3a to e and 4a to d show a summary of the results hitherto obtained. The measurements have not yet come to an end at the present time, but to *summarize* provisionally, it can be concluded as follows:

In the first period, the total longitudinal strains are depending upon setting temperatures. Increase of heat during setting does not affect seriously the stresses in a cross section, while cooling causes tensile stresses in the outer parts.

In a similar manner changes of volume during hardening chiefly affect the outer parts. Distribution of temperature stresses assumed from actual measurements is shown in figs. 5d and e.

In the outer parts stresses release while cracks occur. The cracks observed (see fig. 6b) compare well with those be expected from the measurements (fig. 6a).

To avoid serious cracks, as far as possible, the setting-temperature may be reduced by using a proper cement product and in adding some hydraulic ingredients. During winter it is important to protect freshly-cast concrete from sudden cooling. A fair curing, especially in the dry season is apt to adjust the different hardening of the outer parts in comparison to the center.

Serious development of temperature may also be reduced in using proper working methods: thin layers (max. 5 feet), and a longer rest before casting a new layer allow for quicker cooling. A system of cooling pipes as used in Hoover Dam seems to provide for a fair solution of that problem.

The horizontal distance between two joints should not be too long, the primary stresses thus being limited to small units. Generally it should not exceed 45 feet.

As soon as the investigations will be finished on the two dams, the author will submit the total results and conclusions to the conference.

RESUME

On sait que la théorie des mesures de barrages a pris un grand développement pendant ces dernières années. De plus en plus il semble que l'hypothèse d'une action monolithique d'un bloc de barrage, figurant comme base de tout calcul, n'est pas justifiée à cause de la formation des fissures.

Il faut suivre de près les causes des déformations pour étudier l'origine des fissures qui se forment longitudinalement ou transversalement dans les barrages.

Les déformations représentent le résultat de différentes influences, savoir: les variations de température, les changements de volume qui se forment pendant le durcissement du béton, ceux du poids qui va augmentant au fur et à mesure de l'avance de la construction et, en outre, l'influence de la déformation du lit rocheux et du poids de l'eau.

La hauteur des barrages augmentant de plus en plus, il est en même temps nécessaire d'examiner à nouveau à fond la théorie et la méthode d'établissement des projets de barrages.

Il n'est possible de reconnaître nettement l'ampleur et la nature des déformations qu'en les mesurant sur les barrages en exécution.

L'auteur rend compte de ses travaux de mesure des déformations, avec des télémètres, instruments très pratiques, sur les barrages de *Bleiloch* et de *Schluchsee*. Pour les détails concernant la construction des barrages et la position des appareils de mesure, voir fig. 1a et b, pour la construction et le fonctionnement des télémètres fig. 2a -d.

Ces instruments indiquent les déformations totales et en même temps la température; celle-ci est mesurée par un thermomètre à résistance électrique dont chaque instrument est muni.

Un aperçu détaillé des recherches, encore en cours, est donné par les figures 3a -e et 4a -d.

Résumant les mesures faites jusqu'à ce jour, les résultats sont les suivants: Les déformations longitudinales totales dépendent au début essentiellement de la température à l'intérieur du barrage. Les inégalités de refroidissement entrainent certaines réactions dangereuses au centre et dans les régions extérieures; au contraire, l'aug-

mentation de chaleur pendant la prise ne provoque pas de réactions dangereuses.

Le changement de volume pendant le durcissement influence les zones extérieures. Les figures 5d et e indiquent la distribution des tensions causées par les températures mesurées. Dans les zones extérieures l'ensemble du bloc réagit à ces tensions par la formation de fissures. Les fissures observées (fig. 6b) se conforment bien à celles attendues théoriquement (fig. 6a).

Il est nécessaire d'éliminer la formation de fissures dangereuses. On peut réduire au minimum la température de la prise par l'emploi de certains ciments ou d'ingrédients hydrauliques. On fera bien de garantir une construction faite avant l'hiver contre un refroidissement trop vif de la façade. Pour compenser le durcissement de la zone extérieure par rapport à celui de la zone intérieure de la construction, il est nécessaire d'arroser largement toutes les parties, surtout en été.

C'est encore par le bétonnage qu'on peut éviter l'augmentation dangereuse de la température; (par exemple, en usant de blocs moins épais (max. 1,5 m), par des périodes plus longues entre les différents bétonnages et encore par un système de tuyaux réfrigérants tels qu'on les a employés à la construction du Hoover Dam.

Dans la direction longitudinale du barrage la distance des joints ne doit pas être trop grande et ne pas dépasser généralement 15 mètres.

Après l'achèvement des recherches, l'auteur se permettra de rapporter à la conférence les résultats totaux et ses conclusions.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 7

Deformationsmessungen an österreichischen Talsperren

Mitgeteilt von Dr. Ing. Herman GRENGG (Graz)

In den österreichischen Alpen gibt es neben einer grösseren Anzahl von kleinen Sperren insgesamt 5 Talsperren mittlerer Grösse (Schwerkraftmauern) : die Mauer des Vermuntwerkes im Quellgebiet der Ill (Vorarlberg), die beiden Mauern am Spullersee (Vorarlberg), die Mauer des Stubachwerkes am Tauernmoosboden in den Hohen Tuern und die Mauer des Teigitschkraftwerkes auf der Pack in der Weststeiermark. Die Vermuntsperre (142.000 m³ Beton, 50 m Höhe über Fundamentsohle) ist das bedeutendste unter den genannten Bauwerken, der Tauernmoosboden speichert die grösste Wasser- und Energiemenge (22 Mill. m³, 23 Mill. kWh) auf.

An den folgenden vier Sperrmauern sind Deformationsmes-- sungen durchgeführt worden :

(1) Südmauer am Spullersee, im Grundriss gerade, 34 m grösste Höhe über Fundamentsohle, Kalkhochalpen,

(2) Nordmauer am Spullersee, im Grundriss gekrümmt, 24 m grösste Höhe über Fundamentsohle, Kalkhochalpen,

(3) Mauer am Tauernmoosboden, im Grundriss gerade, 27 m grösste Höhe über Fundamentsohle, altkristallines Hochgebirge,

(4) Mauer auf der Pack, im Grundriss gerade, 33 m grösste Höhe über Fundamentsohle, altkristallines Waldgebirge.
Diese vier Talsperren werden im folgenden Bericht der Kürze halber mit laufenden Nummern bezeichnet.

Die Feststellung der Mauerbewegungen infolge des Wasserdruckes hat einen doppelten Zweck : Ein kurzfristiger Vergleich der Mauerlagen bei leerem und vollem Speicher lässt unmittelbar auf die Standfestigkeit der Mauer schliessen ; darüber hinaus ist die langjährige geodätische Beobachtung der Mauer die beste Methode, irgendwelche Veränderungen im Untergrund bereits in den ersten Anfängen zu erkennen und damit *bei zunehmendem Alter des Bauwerkes die Erhaltung der Standfestigkeit zu gewährleisten.* Der Ausdruck « Sicherungsmessung » bezeichnet also noch zutreffender als der Ausdruck « Deformationsmessung » das Wesentliche der Bemühungen an vier österreichischen Talsperren, von gewissen Instrumentenstandpunkten aus die Mauerbewegungen trigonometrisch festzustellen.

Eine andere Methode als die trigonometrische war nicht möglich. Bei (1) und (2) ist je ein Instrumentenstandpunkt nächst einem Mauerflügel und ein zweiter der Mauer gegenüber auf der Talseite eröffnet worden, von welchen Punkten aus drei Gruppen von Marken, über drei luftseitige Profillinien verteilt, derart gegen besondere Zielmarken eingemessen wurden, dass vom Mauerflügel aus die Bewegung in der Wasserdruckrichtung und von der Luftseite aus, also in der Frontansicht, die Hebung oder Senkung der Mauermarken beurteilt werden konnte. Bei (3) ist dieses Programm nur insoferne erweitert worden, als die Verschiebung von zwei Markengruppen *im Raume,* also in den Richtungen dreier Koordinatenachsen festzustellen war, von denen eine mit der Mauerkrone ungefähr gleichläuft. Die Anordnung bei (4) ist einfacher ; sie will nur die Verschiebungen von Marken auf der Mauerkrone in der Richtung des Wasserdruckes von den beiden Flügeln aus feststellen, während die Höhenlage der Marken durch Präzisionsnivellements überprüft wird. Bei allen vier Bauwerken ist versucht worden, die Lage der Instrumentenstandpunkte geodätisch durch Versicherungsnetze zu sichern. Hier liegt, besonders für die langfristigen Beobachtungen, eine bedeutende Schwierigkeit, denn die Wahrscheinlichkeit von Gebirgsbewegungen erschwert die Beurteilung

der Veränderlichkeit der Instrumentenstandpunkte, macht sie theoretisch sogar unmöglich. Praktisch hat sich bei der Südsperre am Spullersee eine Verschiebung eines Ausgangspunktes um 2·5 mm in Jahresfrist ergeben, während bei den übrigen drei Versicherungsnetzen keine Veränderlichkeit wahrzunehmen war.

Die Methode der Messungen selbst (Mikroskoptheodoliten mit 2" direkter Angabe, Zielstifte 6 mm bei (1) und (2), Zielstifte 5 mm bei (3), Zielsenkel 6 mm bei (4), Zentrierungsvorrichtung bei (1), (2) und (3), Instrumentenfussmarken bei (4), Messungen in 6 bis 9 Sätzen) erlaubte, Bewegungen von der Grössenordnung eines Millimeters sicher festzustellen, wobei die trigonometrische Höhenmessung wegen des Refraktionsfehlers weniger leistungsfähig, in der glatten Mauerflucht aber unentbehrlich ist.

Die Messungsergebnisse sind etwa folgende :

(1) Vergleich zwischen der unbelasteten Sperre im Herbst 1924, der teilweise belasteten Sperre im Sommer und Herbst 1925 und der voll belasteten Sperre im Sommer 1926. Keine Höhenveränderungen. Nur Bewegungen im Sinne des Wasserdruckes, deutlich abhängig von der Wasserdruckdifferenz, im Ausmass von 1 bis 2 Millimetern. Die Verschiebungen am Mauerfuss sind masstabsgleich den Verschiebungen in der Mauerkrone. Es scheint sich also um ein Anpressen der Mauer an den Untergrund in horizontaler Richtung zu handeln.

(2) Vergleichszeiten wie oben beim gleichen Stausee. Keine feststellbaren Bewegungen.

(3) Vergleich zwischen der unbelasteten Mauer im Herbst 1928 und der voll belasteten Mauer im Sommer 1929. Wechselnde Hebungen und Senkungen der Mauermarken im Ausmass von 1 bis 2 Millimetern, offenbar durch Temperaturschwankungen hervorgerufen; vielleicht ist auch das Schwinden des Betons dabei im Spiel. In der Waagrechten Bewegungen im Sinne des Wasserdruckes bis über 1 Millimeter. Die Verteilung über den Sperrenquerschnitt gibt annähernd das Bild einer elastischen Linie.

(4) Vergleich zwischen der unbelasteten Mauer im Mai 1931, der voll belasteten Mauer im Sommer 1931 und der wieder unbelasteten Mauer im Mai 1932. Keine feststellbaren Höhenveränderungen. In der Waagrechten nur Bewegungen im Sinne des Wasserdruckes, etwa 1 bis 2 Millimeter, *die sich nach Wegfall des Wasserdruckes auf etwa 1/3 zurückbilden.* Die Mauer samt Untergrund verhält sich also teils plastisch, teils elastisch. Hiebei ist

noch besonders zu bedenken, dass der Stauweiher in den vorangehenden Jahren bereits zweimal gefüllt und entleert worden war.

Literatur :

Hofrat Ing. Eduard Demmer, « Geodätische Sicherungsmessungen an den Staumauern von Wasserkraftanlagen », Oesterreichische Zeitschrift für Vermessungswesen 1929, Heft 6.

Vermessungsrat Ing. H. Rohrer, « Geodätische Untersuchungen der Formänderungen von Staumauern, » Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten- Vereines 1930, Heft 39/40.

Demmer berichtet eingehend über die angewendete geodätische Technik: *Rohrer* bringt einen Ueberblick und vergleicht mit ähnlichen Messungen an Schweizer Talsperren.

Die Messungen an (1), (2), (3) (Staumauern der Oesterreichischen Bundesbahnen) hat Hofrat Demmer durchgeführt, jene an (4) der Berichterstatter unter Anlehnung an die von Hofrat Demmer gegebene Methode.

ZUSAMMENFASSUNG.

Die vier untersuchten Bauwerke haben etwa den gleichen Grössenmasstab und zeigen auch Bewegungen gleichen Grössenmassstabes. Der Zusammenhang mit dem Wasserdruck ist überall deutlich. Ein Rückschluss auf die Kraftwirkung im einzelnen ist dagegen nicht möglich. Die Verwendbarkeit der Messungen liegt hauptsächlich auf dem Gebiete der Bauwerksprüfung auf lange Sicht und es ist auch beabsichtigt, die Beobachtungen in diesem Sinne fortzusetzen.

SUMMARY

The four dams examined have approximately the same dimensions and show movements of similar importance; it has been observed in each case that the movements are due to water pressure, but it is not possible, in dealing with each dam separately, to draw a conclusion on the effect produced by this force.

It has been possible to carry out efficacious measures, especially by using the process of distant visual examination, and it is proposed to continue observations in this manner.

RESUME

Les quatre barrages étudiés ont à peu près les mêmes dimensions et manifestent des mouvements d'importance analogue; on constate partout que ces mouvements proviennent de la pression de l'eau, mais il n'est pas possible de tirer, pour chaque barrage en particulier, une conclusion sur l'effet produit par cette force.

On a pu exécuter des mesures efficaces, surtout en employant le procédé d'examen par visée à distance, et on se propose de continuer les observations dans ce sens.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT no 8

BERICHT DES OESTERREICHISCHEN NATIONALKOMITEES
DER WELTKRAFTKONFERENZ

ZUR FRAGE DER TEMPERATURERHOEHUNG
IN TALSPERREN

Thermische Dauerunterſuchungen an abgebundenem Zement

VON
Prof. Dr. E. ABEL, Prof. Dr. P. FILLUNGER,
Priv. Doz. Dr. O. REDLICH, Dr. Ing. R. SANDRI, Wien

Erfahrungen an Talsperren haben mehrfach gezeigt, dass in grossen Staumauern nach dem Abbinden eine beträchtlich höhere Temperatur herrscht, als in der Umgebung. Besonders sorgfältige Messungen dieser durch viele Monate andauernden Temperaturerhöhungen sind z.B. beim Bau der Wäggi-Talsperre (1) vorgenommen worden; hier wurden noch nach mehr als einem halben Jahre Temperaturen von 34° bei einer Lufttemperatur von etwa 0° gemessen. In anderen Fällen sind sogar noch viel höhere Temperaturdifferenzen beobachtet worden. Bedenkt man, dass ein ungünstiger Verlauf der Aussentemperatur die Temperaturunterschiede in

(1) Das Kraftwerk Waeggital, Bericht der Bauleitung, Verlag A. G. Kraftwerk Waeggital, Siebnen, Schweiz 1930 ; Seite 53.

derartigen Staumauern noch weiter steigern kann, so tritt die Gefahr einer übermässigen Beanspruchung durch Wärmespannungen klar zutage. Unter diesen Umständen ist die Frage der lange andauernden Temperaturerhöhung im Innern von Staumauern für die Beurteilung der Zweckmässigkeit massiver Gussbetonmauern überhaupt von wesentlicher Bedeutung.

Eine rationelle Untersuchung dieser Temperaturerhöhungen wird die Vielfältigkeit der Einflüsse, die hier wirksam sind, in ihre physikalischen und chemischen Komponenten zergliedern müssen. Für die Temperaturerhöhung im Innern einer Betonmasse sind zwei Umstände von ausschlaggebender Bedeutung : vor allem die durch chemische Reaktionen im Zement bedingte Wärmeentwicklung dann die Ableitung nach aussen. Kennt man die Wärmeentwicklung eines Zements, und zwar ihren Betrag und ihr Tempo, so kann man den Einfluss der Wärmeableitung für jede beliebige Staumauer nach bekannten physikalischen Gesetzen rechnerisch erfassen. Die Temperaturerhöhung ist also grundsätzlich immer dann vorausberechenbar, wenn die Wärmeentwicklung des Materials untersucht ist. Die Wärmeentwicklung ist eine charakteristische Eigenschaft der betreffenden Zementgattung, die Wärmeableitung hängt ausser vom Material auch von der Gestalt der Staumauer und von den Einflüssen der Umgebung ab; es ist jedoch für uns ganz wesentlich, dass als unbekannt allein die Wärmeentwicklung angesehen werden muss, während für die Schätzung des Einflusses der Wärmeableitung alle Unterlagen vorhanden sind.

Die bisher vorliegenden, übrigens nicht durchaus einwandfreien Modellversuche erstrecken sich nur über einige Tage nach der Betonbereitung. Auch die bischer an Staumauern gefundenen Temperaturerhöhungen sind zur Ermittlung der Wärmeentwicklung durch ungeeignet, da sie von dem Einfluss der Wärmeableitung nachträglich kaum mehr befreit werden können. Es erschien uns daher in erster Linie notwendig, diese Lücke durch Messungen auszufüllen, in denen gerade dieser Einfluss ausgeschaltet ist. Sind einmal derartige Messungen für die in Betracht kommenden Zementsorten ausgeführt, so kann man die zu erwartenden Temperaturerhöhungen im voraus abschätzen, die Wahl des Materials entsprechend gestalten und weitere Massnahmen treffen.

Die Methoden der Messung einer Wärmeentwicklung sind durch die vorzüglich durchgebildete Technik der Kalorimetrie grundsätzlich gegeben; in unserem Falle jedoch entstehen besondere Schwierigkeiten und Fehlerquellen dadurch, dass die Messung sich über einen Zeitraum von mehreren Monaten erstrecken muss. Die Wär-

meentwicklung wird durch Verfolgung des Temperaturverlaufes eines mit dem Zement gefüllten Kalorimeters gemessen. Die Störungen durch Wärmeverluste des Kalorimeters müssen dabei mög-

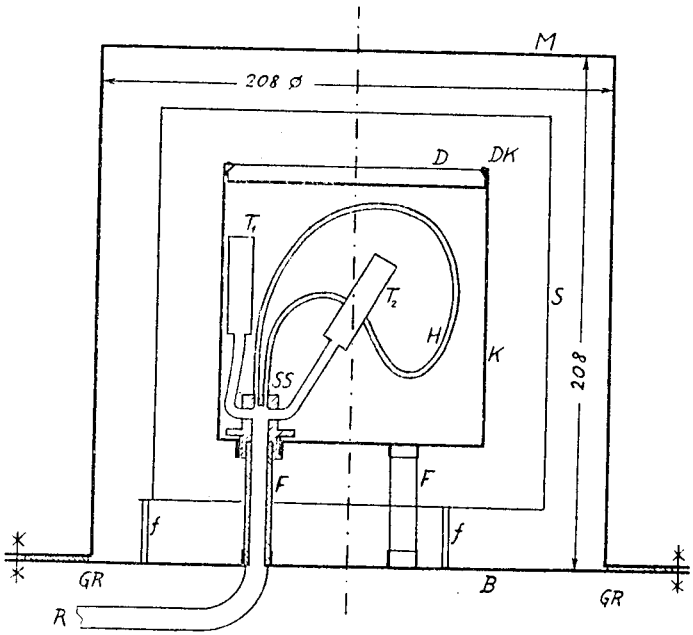


Abb. I. Kalorimeter

lichst gering gehalten werden; den hohen Anforderungen, welche die vorliegende Aufgabe stellt, kann nur dadurch entsprochen werden, dass alle drei diesem Zwecke dienlichen Hilfsmittel weitgehend ausgenützt werden : (1) Hohe Wärmeisolation des Kalorimeters ge-

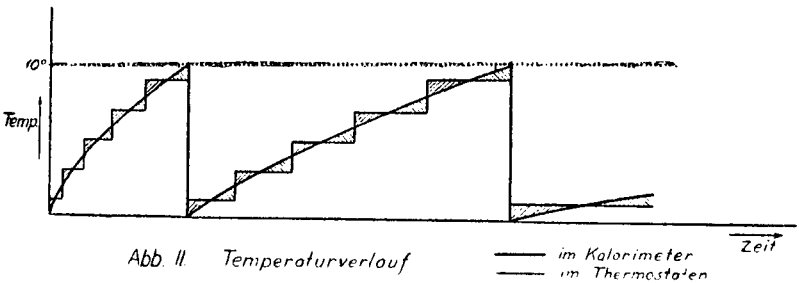


Abb. II. Temperaturverlauf

gen die Umgebung, (2) geringe Temperaturdifferenz zwischen Kalorimeter und Umgebung, (3) genau definierte Temperatur der Umgebung, derart, dass die noch verbleibenden Wärmeverluste rechnerisch erfasst werden können (praktisch vollkommene Adiabasie).

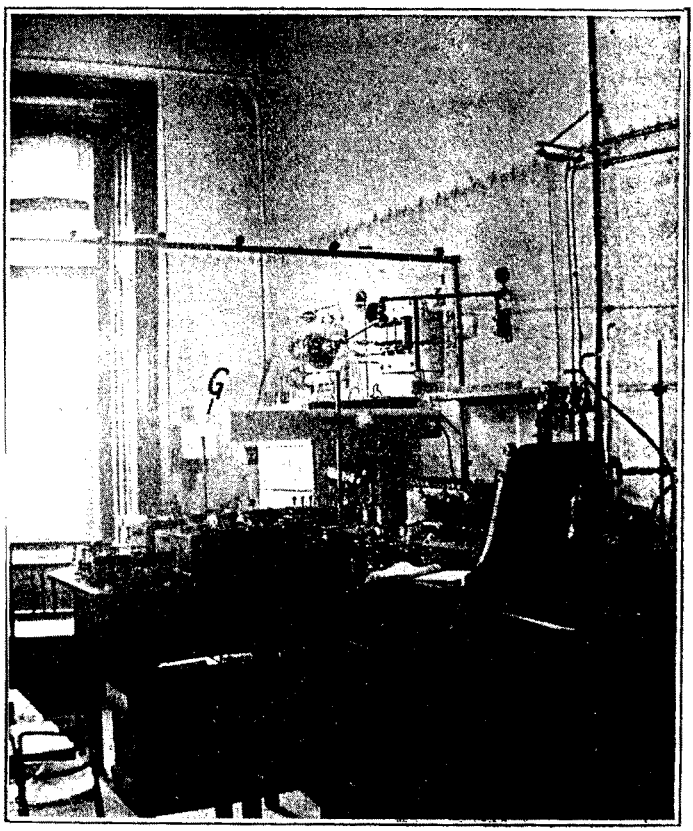
Das Kalorimeter (Abb. 1) besteht aus einem zylindrischen, vernickelten und zur Verringerung der Strahlungsverluste aussen auf Hochglanz poliertem Kupfergefäss K, welches von einem ebensolchen innen polierten Mantel M mit Boden B umgeben ist ; die dazwischen befindliche Luftschicht dient zur Wärmeisolation (1). Zur Vermeidung von Wärmeübertragung durch Luftströmungen ist der Zwischenraum durch einen polierten Konvektionsschirm S unterteilt. Im Kalorimetergefäss K befinden sich zwei Platinwiderstandsthermoter T, überdies zur Bestimmung der Wärmekapazität des Kalorimeters eine Heizschlange H (Konstantandraht, hochisoliert, in Kupferrohr). Die Temperaturdifferenz zwischen Kalorimetergefäss K und Mantel M wird überdies noch durch ein (nicht gezeichnetes) Differentialthermoelement kontrolliert. Die verschiedenen elektrischen Zuleitungen werden durch einen der tragenden Porzellanfüsse F und weiter durch ein Rohr R eingeführt. Verschiedene Einzelheiten mögen der Kürze halber unerwähnt bleiben.

Der Mantel M mit dem Kalorimeter wird in einen Thermostaten eingesenkt; dieser besteht im wesentlichen aus einem Wasserbad, welches durch einen automatischen Regler, der eine Heizung steuert, auf beliebiger Temperatur konstant gehalten wird. Aus Gründen der Betriebssicherheit wurden zwei solche Thermostaten hergestellt.

Man wäre vielleicht versucht, für eine derartige Messanordnung möglichst grosse Dimensionen zu wählen; wir halten die Nachteile einer derartigen Wahl für weitaus grösser als die zu erwartenden Vorteile. Abgesehen von den erheblich höheren Kosten lassen sich die Versuchsbedingungen bei weitem nicht mehr so sorgfältig kontrollieren, wenn ein bestimmtes Mass überschritten wird. Wir haben daher als Volumen des Kalorimetergefässes ein Liter gewählt. Nach den oben wiedergegebenen Temperaturmessungen an Staumauern haben wir unter Berückschtigung des Umstandes, dass wir reinen Portlandzement verwenden, Temperaturerhöhungen in der Grössenordnung von 30° pro Monat zu erwarten eine Genauigkeit von 10 % dieser Grösse ist als hinreichend anzusehen. Die Messung verlangt also, dass der entsprechende Temperaturanstieg, 1° pro 24 Stunden, mit dieser Genauigkeit bestimm

(1) Ein Vakuummantel waere nicht empfehlenswert gewesen.

werden kann. Da unsere Platinwiderstandsthermometer in Verbindung mit einem Diesselhorst'schen Kompensationsapparat und einem hochempfindlichen Spiegelgalvanometer auf 0,01° verläss-



Der zur Temperaturmessung dienende Kompensationsapparat.
G das Galvanometer (von einem Wärmeschutzmantel umgeben).

lich sind, bereitet die Temperaturmessung keinerlei Schwierigkeiten. Als Fehlerquelle kommen also im wesentlichen nur die Wärmeverluste des Kalorimeters in Betracht. Die Konstruktion unseres Kalorimeters ist unter Berücksichtigung der vielfachen auf diesem Gebiete vorliegenden Erfahrungen so ausgeführt, dass eine weitere Verbesserung der Wärmeisolation nur durch besonders umständliche und kostspielige Mittel zu erreichen wäre. Die noch verbleibenden Verluste sind rechnerisch zu eliminieren; hiezu ist es erfor-

derlich, dass die Temperatur des Thermostaten weitgehend konstant und die Temperaturdifferenz genau messbar ist. Es ist uns gelungen, Thermostaten zu konstruieren, deren Temperatur um weniger als 0,001° schwankt; diese Konstanz ist, wie eine nähere Rechnung zeigt, vollkommen hinreichend. Entsprechend gross ist die Empfindlichkeit des Thermoelementes, welches die Temperaturdifferenz zwischen Kalorimeter und Mantel anzeigt.

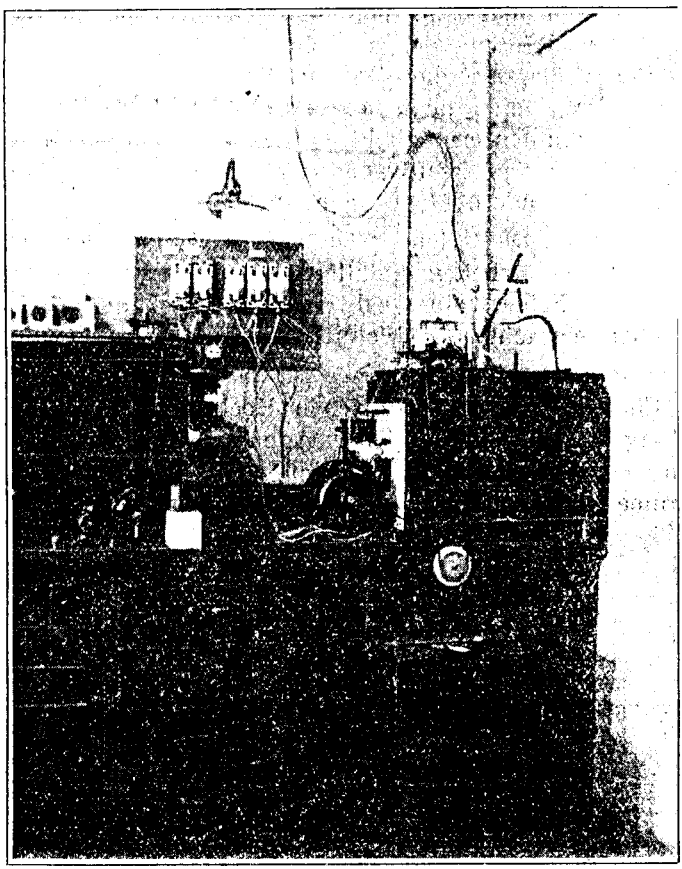
Es ist natürlich nicht ganz einfach, eine derartige Empfindlichkeit der Temperaturmessung zu erzielen. Einige Angaben bezüglich der elektrischen Messungen seien deshalb hinzugefügt. Der Isolationswiderstand unserer Messleitungen wurde geprüft; er betrug mehr als 5.10^8 Ohm; die Empfindlichkeit des Platinwiderstandsthermometers von 0,01° erfordert in unserer Schaltung die Messbarkeit von $1,6.10^{-7}$ V, die Empfindlichkeit des Thermoelementes auf 0,001° die Messbarkeit von 4.10^{-8} V.

Die Messung geht in folgender Weise vor sich: Das Kalorimetergefäss K wird mit entsprechend angesetztem Zement gefüllt, der Deckel eingekittet; nach einer Wartezeit von 24 bis 48 Stunden wird die gesamte Anordung zusammengestellt; der Wasserwert des Kalorimeters wird mit Hilfe der Heizschlange H bestimmt. Alsdann werden in entsprechenden Zeitabständen Messungen der Temperatur vorgenommen. Sobald die Innentemperatur einige Zehntel Grad über der Thermostatentemperatur liegt, wird letztere um einen entsprechenden Betrag erhöht, da bei zu grossen Differenzen zwischen Aussen- und Innentemperatur die Berechnung der Wärmeverluste unsicher würde; die Aussentemperatur folgt also stufenweise der Kalorimetertemperatur, wie dies die schematische Abbildung 2 zeigt (die schraffierten Flächenstücke oberhalb und unterhalb der Kurve der Innentemperatur, die den positiven und negativen Wärmeverlusten proportional sind, werden zweckmässigerweise nahe gleich gemacht). Um eine allzu grosse Entfernung der Kalorimetertemperatur von den praktischen Verhältnissen zu vermeiden, wird nach einer Steigerung von etwa 10° das Kalorimeter auseinandergenommen, wieder abgekühlt und die Messung alsdann wie früher fortgesetzt.

Die oben geschilderten, im Hinblick auf die notwendige hohe Genauigkeit umfangreichen und experimentell nicht ganz einfachen Vorbereitungsarbeiten haben mehrere Monate in Anspruch genommen; sie waren kurz vor Abfassung dieses Vorberichtes beendet. Die folgende Tabelle enthält einige vorläufige Ergebnisse unserer ersten Messungen; die recht umständliche genaue Auswertung dieser Messungen konnte bisher noch nicht fertiggestellt werden.

Vorläufige Ergebnisse der bisherigen Messungen.

Zeitabschnitt (vom Einfüllen an gerechnet)	Mittlere Temperaturerhöhung in Grad C pro 24 Stunden
23. bis 46. Stunde	17,0
2. » 4. Tag	8,4
4. » 10. »	1,9



Die beiden Thermostaten. L Messleitungen zu dem (nicht sichtbaren) Kalorimeter. An den Stirnwaenden der Thermostaten die Relaisschaltungen zur Regulierung der Heizung.

Gesamte Temperaturerhöhung von der 23. Stunde bis zum 10. Tag 37°

In der ersten Zeit verläuft die Temperaturzunahme so stür-

misch, dass sie mit unserer Messanordnung nicht verfolgt werden kann. Auf Grund eines Vorversuches schätzen wir die Zunahme in den ersten 33 Stunden auf mehr als 100°; die Temperaturerhöhung reinen Zements in den ersten 10 Tagen ist somit auf rund 150° zu veranschlagen.

Schon auf Grund dieser Anfangsergebnisse kann man die Bedeutung des bearbeiteten Problems überblicken; können sich doch auch die an sich mässigen täglichen Temperaturerhöhungen in längeren Zeitabschnitten noch zu sehr erheblichen Beträgen summieren. Bemerkt sie, dass die Messung dieser täglichen Erhöhungen etwa vom 4.Tage angefangen nur durch die Gesamtheit unserer Präzisionsmassnahmen ermöglicht wurde. Bezüglich der Wärmeentwicklung in den ersten zwei Tagen nach dem Abbindebeginn werden wir noch besondere Messungen anstellen.

Ein ausführlicher Bericht wird nach Abschluss der in vollem Gange befindlichen Arbeiten erstattet werden; es ist zu hoffen, dass es dann auch möglich sein wird, einen Ausblick auf die für den Talsperrenbau erwachsenden Schlussfolgerungen zu gewinnen.

Die vorliegende Untersuchung wurde im Institut für physikalische Chemie an der Technischen Hochschule in Wien unter Verwendung daselbst vorhandener Apparate ausgeführt; die zur Ergänzung notwendigen Mittel wurden vom Oesterreichischen Nationalkomitee der Weltkraftkonferenz zur Verfügung gestellt.

NACHTRAG

Seit Drucklegung des Berichtes wurden die daselbst beschriebenen Messungen abgeschlossen. Es folgen die endgültigen Ergebnisse. Unter «Temperaturzunahme seit Beginn der Messung» (korrigiert) ist jene Temperaturerhöhung zu verstehen, die sich bei dem verwendeten Material, von der 34. Stunde angefangen, bei Ausschluss aller Wärmeverluste einstellt, wofern die Erhärtung mit der einer mittleren Temperatur von 30°C entsprechenden Geschwindigkeit vor sich geht; die in den ersten 34 Stunden entwickelte Wärme ist dementsprechend in der letzten Spalte nicht enthalten.

Tage seit Zusatz des Wassers	Stunden seit Zusatz des Wassers	Temperaturzunahme seit Beginn der Messung	Entwickelte Wärmemenge in kcal pro 1 kg trockenen Zements
1	10	0,0	0
1	14	5,3	3
1	18	9,7	6
2	—	15,3	9
2	6	19,8	12
2	12	23,5	14
3	—	29,6	18
3	12	34,7	20
4	—	39,1	23
5		44,1	26
6		47,2	28
8		50,8	30
10		53,3	31
15		58,0	34
20		62,4	37
25		64,2	38
30		66,6	39
40		70,5	41
50		73,4	43
60		75,5	44
70		77,2	45
80		78,7	45
90		80,0	46
98		80,8	47

Wir fügen einige Eigenschaften des verwendeten Zements an, deren Bestimmung wir der Freundlichkeit des Herrn Priv. Doz. Dr. F. *Müller*, Wien Technische Hochschule, verdanken.

Portlandzement «Rodaun»

Glühverlust	0.9 %
Siebrückstand 900 Maschen	0.3 %
2500	0.8 %
4900	2.3 %
Litergewicht lose	1020 %
eingerüttelt	1650 %
Regelwasser	24.5 %
Abbindebeginn	2^{h} 40
Abbindeende	8^{h} 50
Raumbeständigkeit	bestanden

	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit
nach 2 Tagen	24 kg/cm²	229 kg/cm²
nach 7 Tagen	28	385

Weitere Messungen, welche die bisherigen Ergebnisse bestätigen,[1] sind im Gange.

Wien, Technische Hochschule,
Institut für physikalische Chemie; Lehrkanzel für Mechanik.

---

1) Auch die inzwischen veröffentlichen Messungen von Woods, Steinour und Starke (Engineering News Records, 109, 404; Oktober 1932) stehen mit unseren Ergebnissen in guter Uebereinstimmung. Vergl. übrigens auch R. Saliger «Der Eisenbeton» Leipzig 1925; 8.9 (Erwärmungen in Beton um 20 bis 50 Grad unter Erzeugung nicht unbeträchtlicher Spannungen).

SUMMARY

It is shown by various experiences that, several months after building, the temperature of the interior of large dams is still considerably higher than that of the environment. A thorough investigation of this phenomenon which is important for judging the usefulness of gravity dams of concrete, requires a strict separation of the influences of heat production and heat conduction.

Beginning with the 33d hour after preparation of the specimen. the authors measured the heat evolution of neat cement in a particularly constructed calorimeter. The calorimeter, insulated by a double gap of air, is put in a thermostat. The temperature difference between the thermostat and the calorimeter is defined within about 0,001°C; therefore the heat leakage — a very slight one — can be calculated with sufficient accuracy. The mean rate of temperature increase was 17,0°C/24 h. from 33d till 46th hour, 8,4°/24 h. from the second till the fourth day, 1,9°/24 h. from 4th till 10th, 0,6°/24 h. from 10th till 30th, 0,2°/24h. from 30th till 80th day and has diminished to 0,1°/24h after that time. The measurements are continued. The authors found that the reaction between cement and water and accordingly the rate of heat development are strongly influenced by temperature.

RESUME

A l'occasion de la construction des grands barrages on a trouvé, que la température de l'intérieur est considérablement plus élevée que la température ambiante encore pendant quelques mois après la construction. Pour étudier ce phénomène, important pour l'évaluation de l'opportunité des barrages-poids en béton, il faut distinguer nettement les influences du développement et de la conduction de chaleur.

Les auteurs ont mesuré la chaleur développée par un ciment pur dès la 33me heure après la préparation du mélange dans un calorimètre de construction spéciale. Le calorimètre, isolé par une double couche d'air, est plongé dans un thermostat. La différence des températures du thermostat et du calorimètre est déterminé à 0,001° C environ; ainsi on peut calculer avec une précision suffisante la perte de chaleur, qui d'ailleurs n'est pas très considérable. La température du ciment a augmenté en moyenne de 17° C/24 h. à partir de la 33me jusqu'à la 46me heure, de 8,4°/24 h. de la deuxième jusqu'à la 4me journée, de 1,9°/24 h. de la 4me jusqu'à la 10me, de 0,6°/24 h. de la 10me jusqu'à la 30me, de 0,2°/24 h. de la 30me jusqu'à la 80me journée et à partir de ce jour l'augmentation s'est réduite à 0,1°/24 h. On continue les mesures. On a trouvé que la réaction du ciment avec l'eau et par conséquent la vitesse du développement de chaleur dépendent considérablement de la température.

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

1er CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b **RAPPORT n° 9**

Influence de la température interne et déformation des barrages-poids

Rapport de M. COYNE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

INTRODUCTION.

Le présent rapport est divisé en trois chapitres. Dans le premier sont exposées quelques réflexions générales sur les déformations des barrages (poids ou autres), et les moyens de les mesurer, avec en annexe la description des méthodes et des appareils en usage en France à cet effet. Le second donne, en les commentant, quelques résultats d'auscultation et le troisième a la prétention d'en tirer des conclusions plausibles.

Des documents ont été joints, à part, pour éviter d'alourdir le texte.

CHAPITRE I.

Généralités.

Causes principales de déformation.

Les barrages se meuvent sous l'action de causes diverses parmi lesquelles on peut relever: la poussée de l'eau, le retrait, la température, les pressions hydrauliques internes, les altérations diverses (dissolution des mortiers, gel, etc...) et le vieillissement.

Le sol aussi se déforme, sous l'effet notamment des pressions exercées sur lui par l'ouvrage, ou par les eaux, ou à la suite des altérations de toute nature qu'il peut subir au cours des temps.

Intérêt des mesures.

Des mesures bien faites sont susceptibles de contribuer utilement à la connaissance de l'état physique et mécanique d'un barrage et du sol qui le porte.

Au moment de la première mise en eau, ces mesures offrent le grand intérêt de permettre de confronter les résultats de l'expérience avec ceux du calcul. Tous les praticiens savent qu'il n'est pas possible de fonder des espoirs exagérés sur les méthodes de calcul en usage pour projeter un barrage, pour l'excellente raison que le calcul ne devient possible que sous condition de négliger des éléments très importants des fatigues, à savoir les accidents du sol de fondation.

Le calcul ne s'applique qu'à des ouvrages de choix, faits tout exprès pour le bureau d'études et dont les dimensions sont en général indéfinies dans tous les sens, sauf en hauteur.

Si d'aventure on accepte de fonder ces constructions imaginaires, ce n'est que sur un sol idéal, que jamais personne n'a rencontré dans la nature.

Or, aucun ouvrage ne dépend davantage du sol de fondation qu'un barrage. Il y tient en effet, par le fond et par les flancs. En hauteur, en longueur, en largeur, en profondeur, les surfaces et volumes de sol intéressé soit par le barrage, soit par la retenue sont souvent tellement disproportionnés à l'ouvrage lui-même qu'on peut dire que le plus important dans une digue, c'est le barrage naturel sur lequel elle est fondée.

Il ne faut donc pas s'étonner que les accidents du sol de fondation, soit topographiques, soit géologiques ou hydrologiques, accidents qui sont la plupart du temps, au grand dam du mathématicien, d'allure discontinue, aient des répercussions d'une importance extrême dans le régime des contraintes d'un barrage et même dans son équilibre général.

A supposer d'ailleurs que le terrain de fondation soit d'une homogénéité exceptionnelle et d'une forme régulière, les méthodes mathématiques en usage sont loin de rendre compte des phénomènes réels dont ces grands massifs sont le siège.

Le caractère hautement hyperstatique de ces ouvrages, les phénomènes d'imbibition et de pression hydraulique interne, l'importance extrême des manifestations accompagnant la prise et le durcissement du ciment (échauffement et retrait) et le peu qu'on sait du coefficient élastique vrai du béton (notamment de ses variations avec les contraintes et avec le temps) n'autorisent pas les esprits pondérés à croire outre mesure au calcul, faute d'hypothèses suffisamment proches de la vérité.

C'est dans la recherche de ces hypothèses que réside le vrai problème, et c'est à les découvrir que les mesures doivent aider les Ingénieurs.

Mais ces mesures n'ont pas moins d'importance pour l'exploitant que pour le constructeur.

En effet, il peut arriver qu'un ouvrage bien conçu et construit avec toutes les garanties désirables soit sujet, au début de sa carrière, à quelques déformations accidentelles et anormales. Mais il est essentiel qu'elles aillent en se stabilisant avec le temps, signe certain que la construction a trouvé son assiette définitive et atteint en quelque sorte sa maturité. A partir de ce moment, un ouvrage sain ne doit plus manifester que des déplacements parfaitement révisibles et élastiques, dépendant de la charge d'eau et de la température, et restant dans les mêmes limites extrêmes.

S'il survient autre chose, c'est que l'ouvrage fatigue exagérément en quelques points, ou qu'il vieillit, ou qu'une cause de trouble est survenue qui a échappé à l'auteur du projet et au constructeur, notamment une venue d'eau intempestive.

On conçoit de quelle importance peuvent être des mesures bien faites pour dépister en temps utile quelque événement de cette nature, et pour permettre d'intervenir avant qu'il soit trop tard.

Difficulté des mesures.

Malheureusement, la science des mesures est très difficile. Même en laboratoire, il y faut des gens très exercés, et d'une probité scientifique extraordinaire. Outre des dons personnels d'observateur ils doivent posséder des qualités de discernement et d'initiative fruits d'une haute culture générale, et rester néanmoins soumis aux faits et aux instructions reçues comme s'ils étaient réduits au rôle de simples manœuvres. Il leur faut éviter de s'égarer dans des recherches ou des compilations inutiles, et pourtant ne pas généraliser trop vite pour pouvoir saisir tout l'intérêt du fait exceptionnel.

A fortiori les mesures sont-elles difficiles dans l'atmosphère ingrate du chantier. Le plein air avec ses intempéries et ses causes propres d'erreur, la gêne imposée par les organisations de chantier et les soucis de nature diverse, mais de caractère toujours urgent qui assaillent les exécutants aux moments les plus importants de la naissance d'un barrage, créent des obstacles souvent insurmontables à une bonne observation, et requièrent du maître de l'œuvre une ténacité méritoire et des dépenses importantes pour obtenir quelques résultats dignes de foi.

De plus, ces mesures perdent la plus grosse part de leur intérêt si l'on ne prend garde de les rendre rigoureusement comparables entre elles, même si elles sont faites par des opérateurs différents et *à très longs intervalles.*

La vie d'un barrage, normalement, se chiffre par plusieurs centaines d'années, et l'on en connaît qui datent de plusieurs milliers d'années.

Sauf exception, leurs mouvements se font à la même échelle et c'est avec une extrême lenteur que commenceront à se manifester les phénomènes qui peuvent dégénérer, un jour lointain, en une avarie ou un accident grave que les observations périodiques ont précisément pour objet de prévenir.

D'où l'utilité de disposer d'appareils de mesure fixés à demeure dans la construction et indéréglables, comme ceux dont il sera question plus loin.

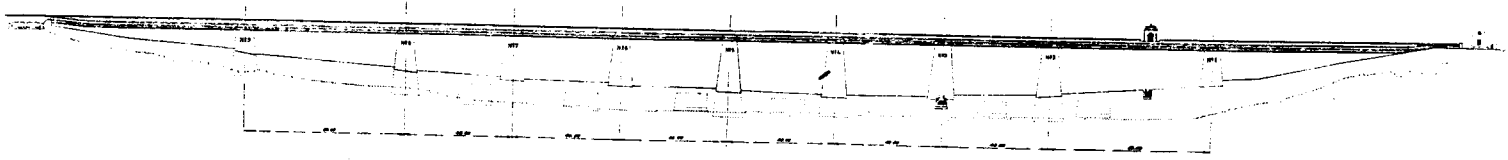
Difficulté de l'interprètation des mesures.

Les mesures étant supposées correctement faites, il s'agit de les interpréter, c'est-à-dire de savoir d'abord ce qu'on a mesuré. Ceci n'est pas la moindre difficulté, eu égard au grand nombre de

Fig. 1

Barrage de Grosbois

Élévation aval



L'intérêt exceptionnel de ces observations tient au fait que le barrage de Grosbois est âgé de plus de cent ans.

Il a été construit, en effet, en 1831. Son mur barre la vallée de la Brenne, située près de Dijon, et qui est creusée à cet endroit, dans les marnes du lias supérieur.

L'ouvrage est implanté dans ces marnes supraliasiques terrain d'une étanchéité excellente, mais laissant au contraire fort à désirer du point de vue de l'incompressibilité et du frottement interne.

Conçu d'autre part suivant un type périmé, à parement amont incliné et parement aval quasi vertical, il charge fortement le sol au voisinage du parement aval.

Les déformations anormales auxquelles il donna lieu, dès sa mise en service, mirent en évidence la nécessité d'un renforcement général qui fut exécuté sous la forme de contreforts construits les sept premiers, au centre, de 1840 à 1842, les deux derniers aux extrémités en 1852. On s'avisa alors de procéder à des mesures de déformations périodiques, qui mirent en évidence des variations de flèches au milieu, de 8 *centimètres* en couronnement.

Voici ce qu'en disait *Bazin*, en 1862, après dix ans d'observations:

« Trois causes principales influent sur le mouvement du bar-
« rage : la charge d'eau dans le réservoir, la température, l'état du
« sol argileux sur lequel il est fondé.

« ... la charge de l'eau dans le réservoir est, ainsi qu'on pouvait
« le présumer, la cause principale des mouvements.

« Lors de la première observation faite le 27 décembre 1852,
« le centre de la lunette se trouvait à 0 m. 01 en amont de la ligne
« joignant les deux repères extrêmes (1); mais la flexion a bientôt
« augmenté. Pendant l'année 1853 et le commencement de 1854,
« période pendant laquelle la hauteur des eaux a été très variable,
« le centre de la lunette a oscillé de 0 m. 016 à 0 m. 05 en aval
« de la ligne des repères. L'écart maximum de 0 m. 071 a été observé
« le 6 juin 1855, il s'est reproduit plus tard à quelques millimètres
« près en mai 1857 et en novembre 1860.

« Pendant la seconde moitié de 1857 et les années très sèches
« 1858 et 1859, le réservoir n'ayant jamais pu être complètement
« rempli, le retour du barrage vers l'amont s'est produit d'une ma-
« niere très sensible. En mai 1859, le centre de la lunette était même

(1) Les observations étaient faites au moyen d'une lunette placée au centre de l'ouvrage et visant deux repères placés sur les rives.

« revenu à la position du 27 décembre 1852, c'est-à-dire à 0 m. 01 « en amont de la ligne des repères.

« L'année 1860 a été pluvieuse et le réservoir est resté presque « toujours plein, la flexion vers l'aval s'est de nouveau prononcée « et en novembre 1860 elle était redevenue presque égale au maxi- « mum de l'année 1855.

« Enfin, l'année sèche 1861 pendant laquelle le réservoir a été « à peu près vidé a permis d'observer un nouveau retour vers « l'amont, le centre de la lunette n'était plus, à la fin de 1861, qu'à « 0 m. 02 en aval de la ligne des repères.

« On voit donc que le mouvement augmente ou diminue pé- « riodiquement avec la hauteur de l'eau dans le réservoir. L'am- « plitude totale de l'oscillation est de 0 m. 08. Toutefois en dehors « de cette marche générale on peut constater des anomalies très « singulières...

De ces anomalies, auxquelles se mêlaient comme on l'a vu plus tard, beaucoup d'erreurs de mesure, Bazin concluait:

« La compressibilité et l'état hygromètrique du sol argileux sur « lequel le barrage est fondé doivent aussi avoir une influence sur « les phénomènes; peut être même est-ce cette cause si difficile à « apprécier qui vient masquer les effets de la température et de « la poussée de l'eau de manière à rendre le problème presque « insoluble.

« Il semble en effet que les mouvements ne s'opèrent que gra- « duellement et avec une extrême lenteur, *l'effet d'une variation « dans la hauteur de l'eau du réservoir ne parait souvent s'opérer « que plusieurs mois après la cause qui le produit, souvent même « lorsque cette cause n'existe déjà plus.* Les années 1858 et 1859 en « fournissent un exemple assez frappant. Le réservoir a été vidé « en octobre 1858 et néanmoins le retour vers l'amont n'a eu lieu « qu'en mai 1859 lorsque la hauteur de l'eau était déjà de 18 mètres. « De semblables faits ne peuvent s'expliquer que par *des variations « lentes* dans l'élasticité et la compressibilité du sol des fondations.

Les observations furent reprises en 1895, après la catastrophe de Bouzey, par un autre Ingénieur des Ponts et Chaussées français : *Galliot.*

Ayant réussi à éliminer quelques-unes des causes d'erreur de Bazin, notamment les effets de la réfraction atmosphérique, Galliot mit en évidence, au cours de dix années d'observation, de 1895 à 1905, l'influence prépondérante de la poussée de l'eau dans les mouvements du mur.

Le graphique ci-dessous (Fig. 3) que l'autorité scientifique de Galliot permet de considérer comme absolument digne de foi, en donne une image particulièrement saisissante.

Chaque section du barrage reste pratiquement indéformable et se comporte comme si elle reposait sur un matelas élastique, sur lequel elle effectuerait des oscillations périodiques, ou des balancements dans un plan vertical.

C'est dans le sol, comme il fallait s'y attendre, que réside la cause principale de la déformation du mur.

Les relevés qui donnent la rotation ou renversement du mur (mesurée au clinomètre à bulle) et les flèches en couronnement indiquent que les mouvements dépendent de la hauteur de l'eau dans le réservoir.

Si, par exemple, on superpose le graphique des renversements à celui des hauteurs d'eau, on trouve une coïncidence vraiment remarquable; les courbes montent, descendent toujours ensemble et même, dans quelques cas, certaines irrégularités des courbes de hauteur d'eau ont leurs correspondantes dans celles des renversements.

Si, au lieu du graphique des renversements, on compare celui des flèches lues aux lunettes avec la courbe des hauteurs d'eau, la concordance est encore satisfaisante, quoique moins bonne.

Si l'on prend une hauteur d'eau déterminée et qu'on fasse le tableau des flèches lues aux lunettes pour cette hauteur, on trouve que, pour deux passages successifs du réservoir à cette cote, la flèche quand l'eau monte est généralement inférieure à celle que l'on mesure quand l'eau descend, comme si le fléchissement du mur ainsi que son retour en arrière ne se produisaient qu'un certain intervalle de temps après que le mur a été sollicité.

La flèche dépend des états antérieurs, comme si le sol avait conservé, en quelque sorte, leur souvenir.

Cet « élément historique » de la déformation — Bazin, comme nous l'avons vu, l'a pressenti dès 1860. Et si l'explication nous en paraît aujourd'hui relativement simple, d'après les théories modernes sur la coexistence, dans les argiles notamment, d'une phase solide et d'une phase liquide dont l'équilibre respectif ne peut varier qu'avec une extrême lenteur, il n'est pas inutile de savoir que le phénomène a été mis en relief il y a 70 ans, par un observateur de génie.

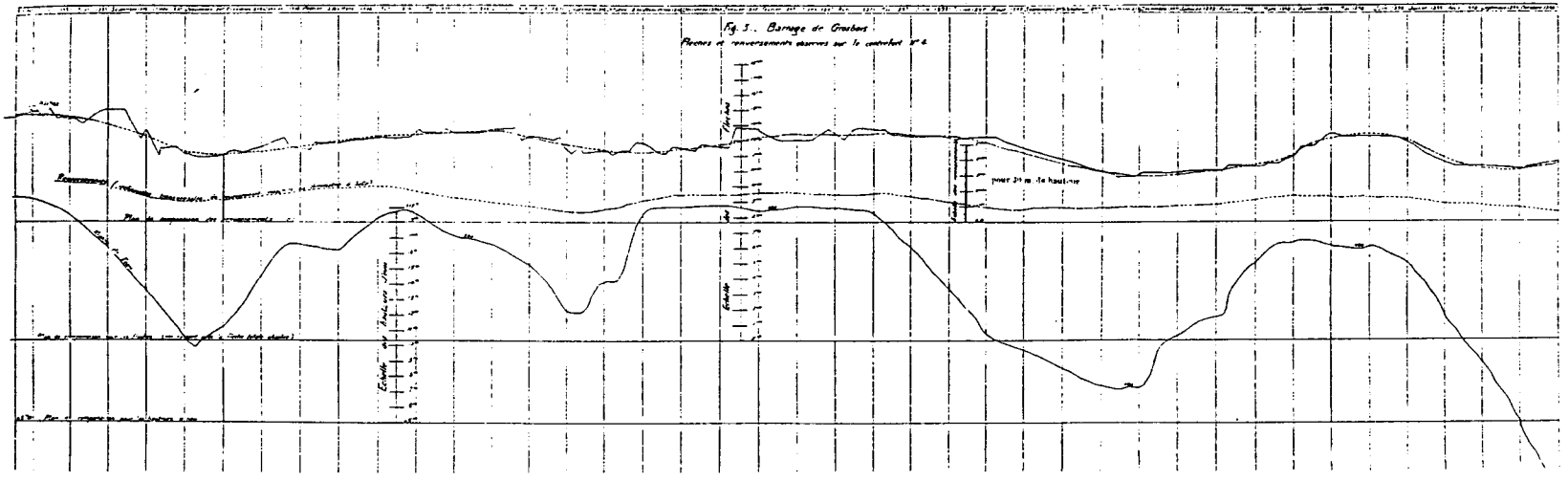


Fig. 5. Barrage de Grosbois
Flèches et renversements observés sur le contrefort n° 6.

Il semble que le barrage de Grosbois soit buté par son pied aval contre la paroi de marne formant face aval du fond de fouilles. C'est dans l'effet de cette butée que se manifesterait le retard qui avait attiré l'attention de Bazin.

Les flèches mesurées seraient la conséquence de deux mouvements : mouvement de rotation ou de renversement du barrage, qui parait synchrone avec la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir, et mouvement de translation sur lequel l'effet du temps se ferait sentir.

Par mesure de prudence, la retenue du barrage de Grosbois a été abaissée, pendant de longues années, d'environ 3 mètres; jusqu'au moment où a été mise en service une contre-digue en terre élevant le niveau aval de 8 mètres et soulageant d'autant la digue principale.

C'est ce qui explique que les variations des flèches constatées soit par Galliot, soit de nos jours, n'aient jamais plus atteint le maximum de 8 centimètres signalé par Bazin. Ces variations sont actuellement de l'ordre de 4 centimètres.

Quant à la déformation totale subie depuis cent ans par le barrage, des mesures très précises faites par le Service du Nivellement Général de la France ont montré qu'elle était parfaitement stabilisée depuis trente ans, sans qu'on puisse connaître sa valeur exacte, faute de retrouver la première ligne de référence.

L'histoire du barrage de Grosbois présente une autre particularité. Bien qu'il ait été construit en maçonnerie, le gel a provoqué, à diverses reprises, des soufflures et des dégradations très importantes du parement aval, qui a dû être réparé sur presque toute sa superficie.

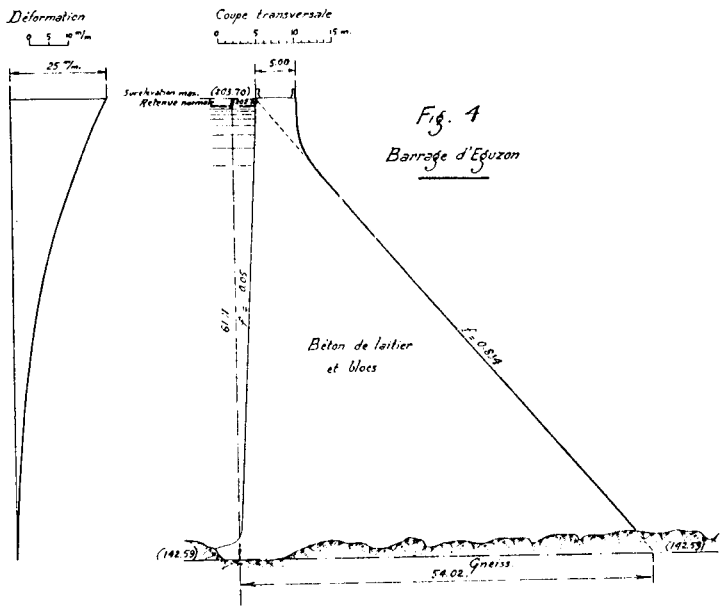
Ces phénomènes ont été, depuis lors, signalés un peu partout.

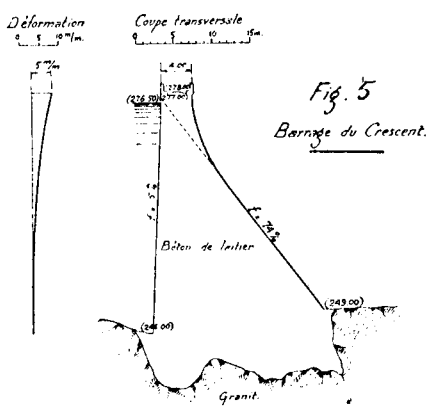
Barrages d'Eguzon et du Crescent.

Quelques-uns des barrages-poids construits en France depuis ces dernières années ont fait l'objet de mesures de flèches, en couronnement, dont les résultats approximatifs sont donnés ci-après. (Fig. 4 et 5).

On signale sur un barrage de 45 mètres de hauteur une déformation de 4 centimètres, mais il ne s'agit là que d'un ordre de grandeur. Encore que les visées aient été faites par alignement et de façon très simple, les mesures ont pu être, en effet, entachées d'erreur par suite des obstacles opposés par le chantier (bois, voies

de service, etc...) à la prise correcte du premier alignement de base, avant mise en eau.





Quoiqu'il en soit, il semble que les déformations des barrages-poids sont en général supérieures à ce qu'indique le calcul, même si l'on fait usage des formules qui prétendent tenir compte de la déformation du sol, d'une part, et des sous-pressions d'autre part,

On peut se demander si cette discordance ne résulte pas du phénomène, jusqu'ici négligé, de gonflement des maçonneries imbibées par les eaux de la retenue.

Le parement amont, qui est exposé au contact direct de l'eau, s'allongeant sous l'effet de l'imbibition plus que le parement aval, l'ouvrage se voilerait comme une planche dont on mouille une seule face.

Les observations faites au barrage du Crescent ont d'ailleurs révélé que la déformation n'avait atteint son plein qu'une huitaine de jours après la mise en eau, constatation qui viendrait, pour une part, à l'appui de l'hypothèse qui précède.

Pour l'autre part, le phénomène serait dû à des effets de déformation lente sous charge, analogues à ceux constatés sur les marnes du barrage de Grosbois et auxquels le béton lui-même est sujet, comme l'ont montré de récentes expériences.

Pour la même raison, les déformations des barrages-poids augmentent avec le temps, au moins dans les premières années.

Effets du retrait de dessication et de la contraction thermique.

Peu de renseignements précis ont été recueillis sur le retrait des grands massifs. M. *Renaud,* Ingénieur des Ponts et Chaussés, a constaté récemment, sur un barrage neuf, la présence de fissurations dans les angles rentrants des tenons dont on a coutume de munir les faces latérales des joints de contraction. Ces fissurations s'étendraient sur quelques mètres de profondeur, jusqu'à la galerie de visite la plus proche. (Fig. 6 et 7).

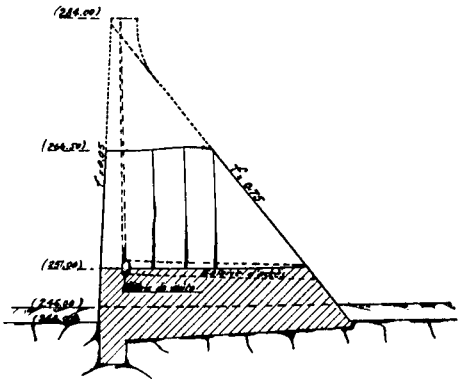
L'observation montre, comme il fallait s'y attendre, que le retrait s'exerce aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal, ce qui n'est pas sans troubler profondément le régime des contraintes et présenter quelques dangers au point de vue des pressions d'eau internes.

L'habitude est prise de ne pas dépasser une quinzaine de mètres pour la longeur des blocs compris entre deux joints de contraction. Les écartements constatés entre blocs, dans ces conditions, montrent que l'essentiel de la contraction est d'origine thermique (dissipation de la chaleur interne de prise, effet du froid), et que le retrait de dessication proprement dit est très loin d'atteindre les 3 ou 4/10.000° auxquels les ouvrages en béton armé ont accoutumé les Ingénieurs, et demeure extrêmement faible.

Le fait est dû, comme on le verra plus loin, à l'état hygrométrique de ces grands massifs qui sont en général pleins d'eau jusqu'à un état voisin du point de saturation.

Barrage de St. Marc

Fig. 6.. Elévation schématique suivant AB



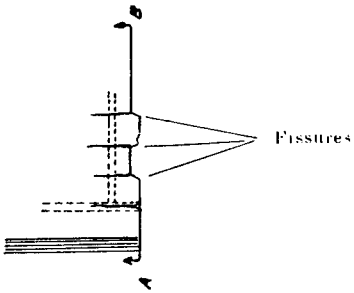


Fig. 7.. Plan schématique.

Effets de la température extérieure.

Les effets de la température atmosphérique sont bien connus des Ingénieurs et il ne parait pas utile d'y insister. Toute une série d'observations faites sur les bétons du barrage du Chavanon ont mis en évidence les phénomènes habituels d'amortissement et de

déphasage des écarts de température en fonction de l'épaisseur de la couche de béton protectrice interposée entre les thermomètres et l'atmosphère.

Ces observations confirment la justesse des vues de M. *Haegelen* sur le sujet et consacrent la théorie qu'il en a donnée, et qui est maintenant classique.

Barrages autres que les barrages-poids.

Barrage de la Bromme.

Des mesures de déformations locales, faites par les procédés acoustiques décrits dans le Chapitre I bis ci-joint, ont été faites sur le barrage de la Bromme, voûte de 40 mètres de hauteur construite récemment par la Société des Forces Motrices de la Truyère.

On en trouvera le résumé dans le Chapitre II bis.

D'autres mesures acoustiques ont été faites sur le barrage, en construction, du Chambon-Romanche.

Toutes ces observations ont mis en évidence les singularités suivantes :

I. — L'eau séjourne dans les massifs de béton de barrage, plusieurs mois, au moins, après la coulée. Il s'agit de l'excès d'eau de gâchage, et non de l'eau de la retenue.

Le fait a été reconnu de la manière suivante : Plusieurs des témoins sonores disposés dans la voûte du barrage de la Bromme à 10 centimètres environ des parements, n'ont plus donné qu'un son très amorti, puis se sont tus après un délai qui a varié de quelques jours à quelques mois.

On a reconnu que ces avaries étaient dûes à des entrées d'eau dans les appareils, dont l'étanchéité n'était pas suffisante.

Cet échec partiel, auquel on a porté remède en soumettant les témoins à une épreuve hydraulique préalable, a montré de façon indiscutable que l'excès d'eau de gâchage séjourne dans les bétons coulés en masse, qu'elle baigne constamment et qu'elle peut arriver à saturer.

Le phénomène s'accentue au moment de la mise en eau.

L'observation recoupe celle qui a été faite relativement au retrait de dessication, dont on s'explique la faible valeur dans les barrages.

II. — Les phénomènes d'adaptation, soit avant mise en eau sous l'effet des charges croissantes de béton, soit au moment du remplissage, sont très marqués et parfois très rapides. Des discordances surviennent, soit entre des appareils voisins, soit sur le même appareil au cours du temps, qui témoignent d'un important travail d'adaptation de l'ouvrage à ses conditions aux limites.

Le fait est particulièrement net sur les graphiques joints au Chapitre II bis, et qui donnent les déformations du barrage de la Bromme pendant la période de remplissage : On remarquera que les déformations sont plus concordantes et plus régulières à la vidange qu'au remplissage.

Il est dû sans doute à la présence de points plus résistants, soit dans le béton, soit dans le sol, et à une sorte d'« ankylose » de la construction, qui s'assouplit par la suite au fur et à mesure que les points les plus éprouvés cèdent une partie de leur fatigue à leurs voisins.

III. — Les fatigues restent néanmoins réparties de façon irrégulière dans la masse, et sont même pratiquement nulles en certains points, témoignant de la présence de zones « inactives », qui sont en quelque sorte hors du champ des contraintes.

C'est le cas, notamment, du bouchon de béton, coulé après coup, dans le barrage de la Bromme, pour obturer le tunnel pratiqué dans le barrage et par où passaient les voies de service.

IV. — Les déformations varient beaucoup avec le temps, comme il fallait s'y attendre, soit sous l'effet du gonflement du béton imbibé d'eau, soit plutôt parce que toutes choses restant égales par ailleurs, le coefficient élastique du matériau est lui-même variable, comme on sait, sous l'effet prolongé des contraintes.

V. — Bien qu'il y ait quelque discordance dans les recoupements des mesures de déformations de clef du barrage de la Bromme, faites au moment de la mise en eau, il ne semble pas que la flèche en couronnement ait dépassée 6 à 7 millimètres. Ce chiffre est inférieur à ce qu'on observe sur les barrages-poids de même hauteur.

Barrage de Vezins.

Le barrage de Vézins est un barrage à voûtes multiples, construit par la Société des Forces Motrices de la Sélune, sur les plans du bureau d'études *Pelnard-Considère-Caquot.*

Les résultats d'auscultation en sont donnés au Chapitre II bis. On remarquera que les flèches accusées par le barrage au moment de la mise en eau sont du même ordre de grandeur que celles d'un barrage-poids de même hauteur.

CHAPITRE III.

Conclusions.

Les observations qui précèdent mettent en lumière les faits suivants :

1°) *Effets de la poussée de l'eau.*

Les déformations des barrages ou du sol qui les porte, sous l'effet de la charge d'eau, présentent un certain retard par rapport à la cause de la déformation, savoir: la montée ou la descente du niveau de la retenue.

Il ne s'agit pas, bien entendu, de la déformation permanente ou tassement initial, mais des déformations élastiques ultérieures.

Le coefficient élastique du béton et du sol est donc variable avec le temps, de sorte que les déformations de l'ouvrage, à un moment quelconque, dépendent de son histoire antérieure.

2°) *Effets du retrait de dessication.*

Les effets du retrait de dessication sont minimes sur les massifs de quelque épaisseur, par suite de la présence de l'eau d'imbibition.

3°) *Effets de la température atmosphérique.*

Les effets des variations de la température extérieure sont amortis et retardés d'autant plus que la couche de béton protectrice est plus épaisse, selon la théorie qu'en a donnée M. *Haegelen*, et qui est maintenant classique.

4°) *Importance relative des déformations des barrages-poids et des autres types de barrages.*

Les déformations des barrages-poids sont du même ordre de grandeur que celles des barrages voûtes ou des barrages à con-

treforts, et paraissent même supérieures. Elles sont en tous cas plus élevées que le calcul ne l'indique, ce qui laisse supposer qu'une cause de déformation a été omise, peut-être l'imbition plus forte du parement amont, qui a lieu au moment de la mise en eau ou dans les jours qui suivent, et le gonflement qui en résulte.

5°) *Phénomènes d'adaptation.*

Les mesures de déformation locale mettent en évidence des discordances importantes entre les divers appareils de mesure, discordances qui sont fonction de la position des appareils et du moment de la mesure.

Ces phénomènes semblent dûs à la présence de parties plus résistantes dans le sol ou dans le béton, parties qui se mettent en charge d'abord, et à une sorte d'« ankylose » de la construction qui s'assouplit par la suite au fur et à mesure que sous l'effet des charges, les points les plus éprouvés cèdent une partie de leur fatigue à leurs voisins.

Autrement dit le champ des contraintes est discontinu et variable dans le temps.

6°) *Zones inactives.*

On constate notamment la présence de zones inactives, de déformations nulles, et qui semblent hors du champ des contraintes.

Il y aurait intérêt à corroborer au moyen d'observations faites dans d'autres pays, les conclusions figurant sous les N°s 2, 4, 5, 6, les autres pouvant être considérées comme acquises.

CHAPITRE I bis.

I. — *Mesures acoustiques.*

RESISTANCE DES MATERIAUX.

Sur un nouveau procédé d'auscultation des ouvrages en béton ou béton armé et notamment des barrages.

Note de M. André COYNE.

Reprenant sans le savoir une suggestion faite il y a près de quarante ans par deux ingénieurs français (1), à propos de la mesure des fatigues des ponts métalliques, j'ai songé à mesurer les déformations des ouvrages en béton ou béton armé en utilisant les propriétés acoustiques des cordes vibrantes.

Si l'on fixe en deux points de la construction à ausculter les extrémités d'une corde tendue, sonore, tout allongement ou raccourcissement du béton compris entre les deux points d'attache, qu'il soit dû au retrait, aux contraintes, ou à la température, se traduit par une variation de la fréquence propre de la corde.

L'influence de la température peut être éliminée si l'on fait choix d'une corde en acier, dont le coefficient de dilatation est, comme on sait, très voisin de celui du béton et si l'on prend soin de la maintenir en équilibre thermique avec son support de béton.

Ce dernier point est capital. Dupuy, qui peut être considéré à juste titre comme le créateur de l'auscultation des ponts métalliques, signalait déjà qu'avec ses appareils:

« Les observations doivent être faites, autant que possible, par « un temps couvert ou avant le lever de soleil, et par une tempéra- « ture ne variant pas brusquement. Si, par exemple, le soleil vient « à paraître pendant le cours d'une opération, les tiges des appareils « s'échauffent beaucoup plus rapidement que les pièces, à cause de « leurs faibles dimensions, et les résultats qu'on obtient sont tout à

(1) MM. Legrain et Sabouret. Arnodin mesurait également au son les tensions des suspentes de ses ponts suspendus.

« fait inexacts. » [DUPUY, *Appareil destiné à mesurer le travail du fer* (*Annales des Ponts et Chaussées*, 2e semestre 1877, p. 381).]

A fortiori lorsqu'il s'agit d'une corde de quelques dixièmes de millimètre de diamètre, tendue au contact d'une matière de capacité et de conductibilité calorifiques très différentes.

La corde est donc tendue à l'avance dans un tube d'acier étanche, qui est noyé à demeure dans le béton.

Moyennant cette précaution essentielle, l'appareil de mesure, dont la température ne varie plus que lentement, est sans cesse en équilibre thermique avec le béton qui l'entoure, et la fréquence propre n de la corde varie, à très peu de chose près, comme la racine carrée de l'allongement de son support, déduction faite de l'allongement thermique.

La mesure de n renseigne donc sur les effets cumulés du retrait et des contraintes.

La corde est mise en branle à distance par un électro-aimant qui sert aussi à l'écouter, après qu'on a amplifié au moyen de lampes triodes le courant qu'y induit son déplacement.

On compare le son, au moyen des battements, à celui d'un fréquencemètre contrôlé par un diapason. Je me suis servi à cet effet d'un fréquencemètre à corde, du modèle de la sirène harmonique et du stroboscope à corde vibrante de M. A. Guillet (1).

On peut substituer à la mesure acoustique une mesure optique ou même un enregistrement au moyen d'oscillographes.

M. Mary a bien voulu faire, sur ma demande, des essais comparatifs sur une poutre en béton de $2^m \times 0^m,40 \times 0^m,40$, enfermant deux éprouvettes ou « témoins sonores » et auscultée extérieurement par les moyens ordinaires.

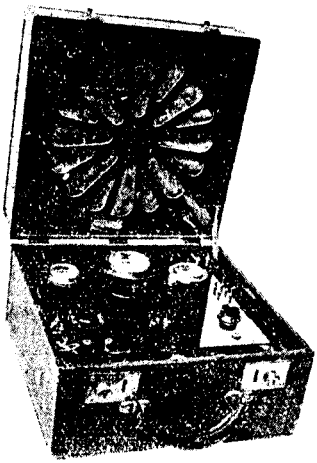
Les mesures acoustiques sont en accord avec les lectures faites au moyen des comparateurs Manet-Rabut, mais la sensibilité des appareils est très supérieure et permet de déceler des allongements de l'ordre du millionième. La suppression de toute transmission mécanique y est certainement pour beaucoup.

On peut considérer, eu égard à la simplicité des moyens mis en œuvre, que l'étalonnage des témoins ne variera pas avec le temps, à l'inverse de ce qui se produit pour les appareils d'auscultation électriques à résistance ou à capacité, sujets à des déréglages très

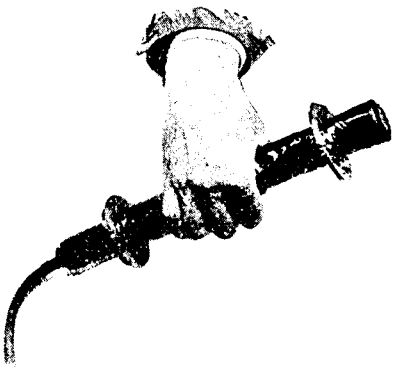
(1) A. Guillet, *Sirène harmonique à corde. Mesure du module d'Young* (*Comptes rendus*, 161, 1915, p. 561).

importants avec l'âge ou les changements survenus dans leur état physique (température et humidité notamment).

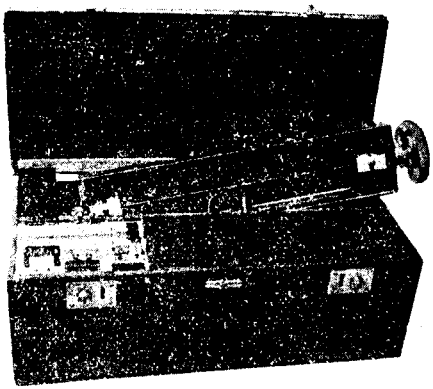
Le procédé ouvre aux ingénieurs de nouveaux champs de recherches. Pour en citer un exemple, on en est encore à se demander



Poste d'écoute.



Témoin sonore.



Fréquencemètre et diapason de contrôle.

quelle est l'importance du retrait du béton en œuvre, comment il évolue avec les contraintes, avec les circonstances atmosphériques et avec le temps, et cela faute de mesures absolues poursuivies pendant un temps suffisant, au moins plusieurs années, pour qu'on puisse se donner une vue d'ensemble du phénomène.

Scellées à demeure dans la construction et faisant corps avec elle, à l'abri de toute dégradation par les agents extérieurs et par elles-mêmes indéréglables, les éprouvettes acoustiques seront des témoins fidèles de toutes les vicissitudes d'un ouvrage.

Dans le même ordre d'idées, la quasi-simultanéité des observations faites d'un seul poste central, et par le même opérateur, offre des garanties d'exactitude très supérieures à celles des mesures qui sont pratiquées la plupart du temps sur les chantiers.

Le contrôle expérimental de la stabilité des grands ouvrages, auquel Rabut a attaché son nom, est appelé à y gagner beaucoup. Pour les barrages notamment, un ensemble cohérent de mesures comparables entre elles et s'étendant au delà des étroites limites accessibles à la lecture directe peut seul permettre de confronter utilement les résultats du calcul avec la réalité, et d'élucider certains points très obscurs dont la connaissance autorisera de nouveaux et importants progrès dans l'art de construire.

Enfin le procédé permettra de reconnaître si l'état d'équilibre de l'ouvrage ne risque pas d'être troublé par des phénomènes à allure imprévisible, tels que les lentes déformations du sol ou les infiltrations, bien avant que les symptômes en apparaissent au jour.

(Extrait des *Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences*, t. 194, p. 592, séance du 15 février 1932.)

Les photos ci-dessus donnent une idée de l'appareillage, construit par les Etablissements Lepaute, à Paris, avec l'obligeant et précieux concours de MM. A. Bertrand, Administrateur-Délégué, Salmon-Legagneur et Augier.

2. — *Mesures photoélasticimètriques.*

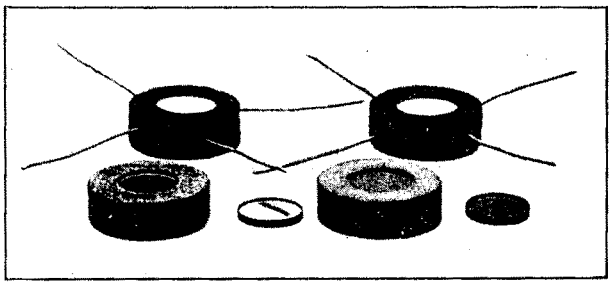
ACADEMIE DES SCIENCES.

Séance du 30 mai 1932.

Note de M. Georges MABBOUX, présentée par M. J.-L. BRETON.

LA PHOTOELASTICIMETRIE ETENDUE A L'ETUDE DES OUVRAGES EN BETON.

L'étude des déformations des ouvrages en béton n'a pu être effectuée jusqu'ici que d'une manière temporaire et seulement à l'aide de surcharges momentanées en raison de l'impossibilité de laisser installés en permanence les instruments de mesure dont on disposait et en raison de la conception même de ceux-ci, qui ne se prêtent guère qu'à des mesures différentielles.

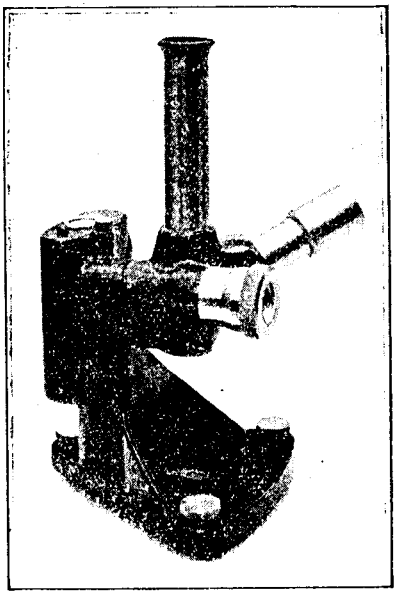


Miroirs témoins
dont certains sont scellés dans des pastilles de mortier armées ou non.

Il m'a paru intéressant de fixer d'une manière permanente sur les ouvrages en béton, de petits miroirs de verre que l'on pourrait examiner par les méthodes photoélasticimètriques bien connues et dont on déterminerait l'orientation et la grandeur des tensions principales. Si l'on pouvait alors établir une concordance entre les grandeurs des tensions observées et les contraintes du béton au voisinage des miroirs, on disposerait d'un moyen d'inves-

tigation permettant de suivre l'histoire, du point de vue de l'élasticité, de l'ouvrage en béton, cette histoire ayant pour origine l'époque de la prise du ciment.

Afin d'atténuer les influences perturbatrices de la forme des éléments de construction et du grain du mortier sur la répartition des contraintes dans les miroirs, il est bon que ceux-ci soient de



Lunette polariscopique.

dimensions négligeables devant celles de l'élément considéré et que le grain du mortier soit à son tour négligeable devant les dimensions des miroirs. Des disques de verre d'environ 1 cm de diamètre et de 0,3 cm d'épaisseur se sont montrés très convenables.

Pour faciliter la mise en œuvre du procédé, de petites éprouvettes en béton, comprenant des miroirs, sont réalisées au Laboratoire pour être installées, sur chantiers dans les coffrages qui serviront à la coulée de l'ouvrage.

Il est avantageux d'examiner les miroirs de l'ouvrage décoffré à l'aide d'un photoélasticimètre spécialement adapté aux conditions de son emploi, instrument que j'ai réalisé avec la collaboration de Mr. Robert Alkan.

L'instrument représenté ici, est constitué par l'assemblage d'une

lunette polariscopique à nicol et teinte sensible, d'une source indépendante de lumière polarisée, d'une éprouvette en verre argenté utilisée comme comparateur, d'un dynamomètre à ressort taré et d'un rapporteur d'angle.

Pour effectuer une mesure on applique l'instrument par ses vis calantes sur la paroi supposée verticale, munie d'un miroir témoin en appuyant sur le bouton qui allume la lampe d'éclairage alimentée par une pile de poche contenue dans le bâti. On recherche l'orientation qui correspond à la teinte la plus élevée et, à l'aide du bouton moleté on tourne le tambour gradué du dynamomètre jusqu'à ce qu'on obtienne l'équivalence des teintes du miroir témoin et de l'éprouvette du comparateur. On peut alors lâcher le bouton d'éclairage ce qui bloque automatiquement le rapporteur d'angle et faire alors les lectures d'angle et de grandeur des contraintes.

Des travaux actuellement en cours à l'Office National des Recherches et Inventions et au laboratoire des Ponts et Chaussées ont mis en évidence:

que les indications de l'instrument sont très sensiblement proportionnelles aux contraintes imposées au béton,

que l'instrument décèle aisément de faibles divergences d'orientation des contraintes pricipales en différents points d'une même surface,

que l'on peut effectuer des mesures différentielles sur un ouvrage préexistant en scellant, après-coup, sur celui-ci des miroirs témoins.

G. MABBOUX.

Ingénieur E.M.I., Membre du Comité de Physique.

CHAPITRE II bis.
QUELQUES RESULTATS D'AUSCULTATION.

1. Barrage de la Bromme.

Auscultation acoustique du Barrage de la Bromme de la Société des Forces Motrices de la Truyère.

Note sommaire sur les mesures de déformation.

Le barrage de la Bromme, dont les caractéristiques sont indiquées par les figures (A), (B), et (C) ci-après, a fait l'objet de mesures de déformations locales au moyen des procédés acoustiques décrits dans le chapitre I bis (1 - Mesures acoustiques).

Le dessin figure (B) ci-après montre qu'il a été laissé, lors de l'exécution de cet ouvrage, 4 joints verticaux de contraction (numérotés de 1 à 4 de la rive droite à la rive gauche), dans lesquels on a déposé les témoins sonores, à 0 m 10 environ des parements.

Plusieurs de ces témoins ont cessé de fonctionner dans un temps variant de 1 jour à 4 mois après le bétonnage. On a acquis la certitude que ces pannes étaient dues à des entrées d'eau et l'on a construit par la suite des appareils d'une étanchéité rigoureuse.

On a pu suivre la variation des déformations sur 18 témoins; la figure (B) indique les témoins placés, leur position et leur numéro d'ordre.

***

Le remplissage du réservoir a commencé le 19 mai 1932 à 6 heures du matin, et l'eau a déversé par dessus la crête du barrage à partir de 17 heures 30. La vidange du réservoir, commencée le 20 mai à 5 h. 30, s'est poursuivie durant la journée. Aucune mesure n'a été faite entre la fin du remplissage et le commencement de la vidange.

La planche I indique les hauteurs d'eau pendant le remplissage et la vidange, en fonction du temps. En outre, les varia-

tions de température pendant la journée du 19 mai ont été notées. Les thermomètres étaient placés contre les parements amont et aval.

Les déformations du béton décelées par les témoins sonores sont traduites en fonction du temps, c'est-à-dire également en fonction des hauteurs d'eau par les courbes de la planche II. Elles sont indiquées en microns par mètre, et l'on peut admettre une

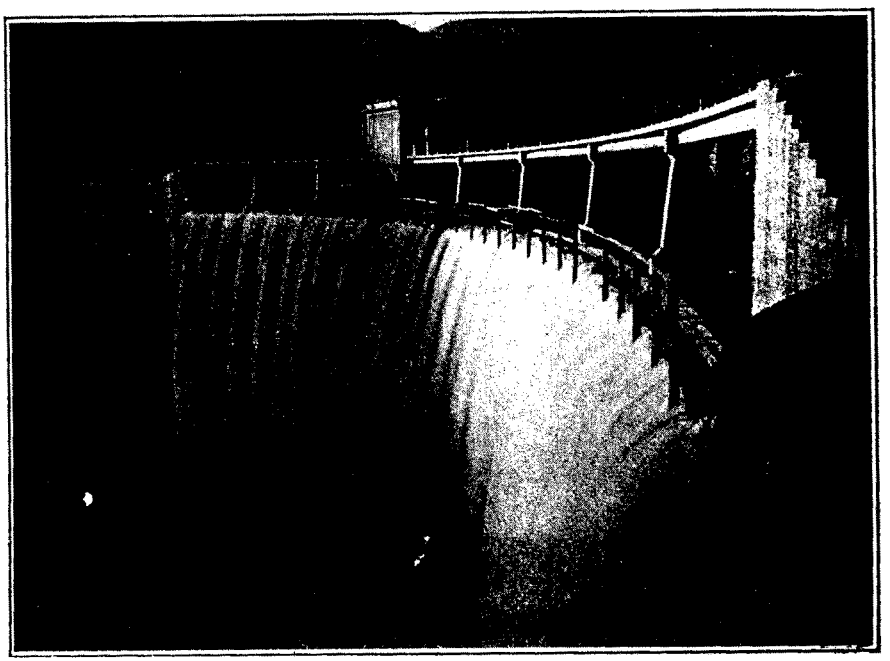
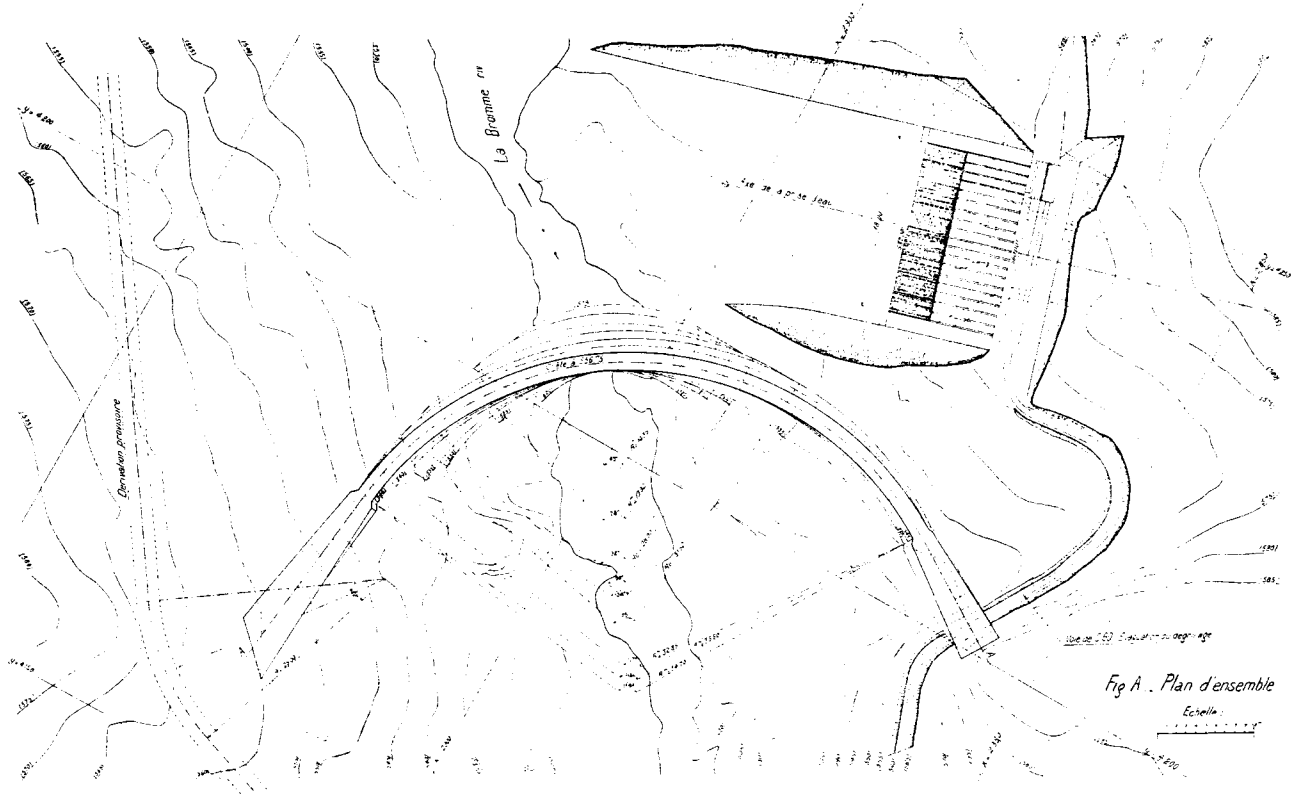


Fig. D. — Photographie du barrage de la Bromme

erreur absolue maximum d'environ 6 microns par mètre en plus ou en moins. Si l'on admet pour coefficient élastique de déformation du béton le chiffre de 400.000, une déformation de 1 micron correspond à une contrainte de 0,4 kg. par centimètre carré.

*
**

N.B. — La valeur des déformations enregistrées entre la date de mise en place des témoins et celle du remplissage, c'est-à-dire avant toute mise en charge du barrage, a été très faible et n'a pas dépassé quelques microns par mètre, soit l'ordre de grandeur de l'erreur de mesure.


La Bramme
Conduite forcée
Fig A . Plan d'ensemble
Echelle :

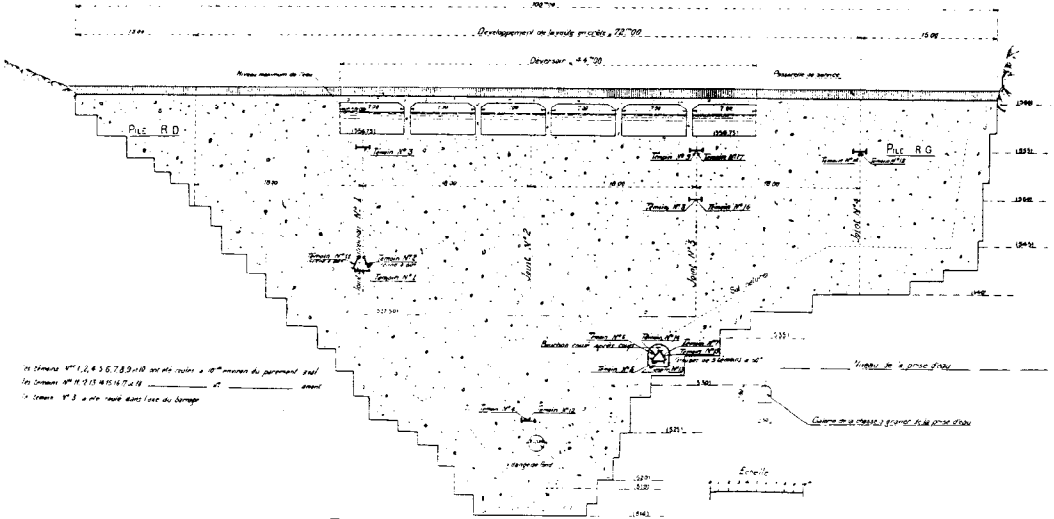
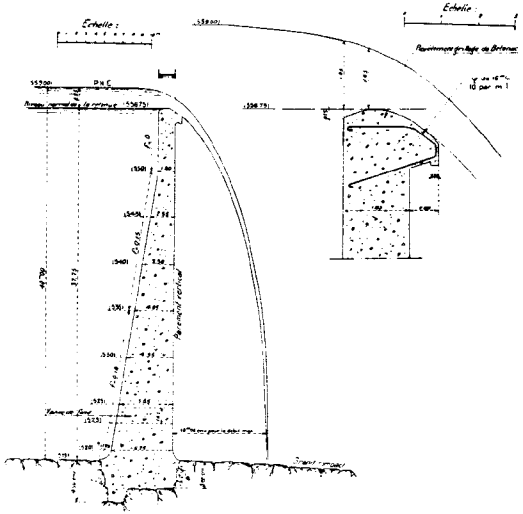


Fig B . Coupe longitudinale suivant l'axe A A du couronnement.
indiquant la position des témoins scheres

Coupe transversale Fig. C Déversoir de crête

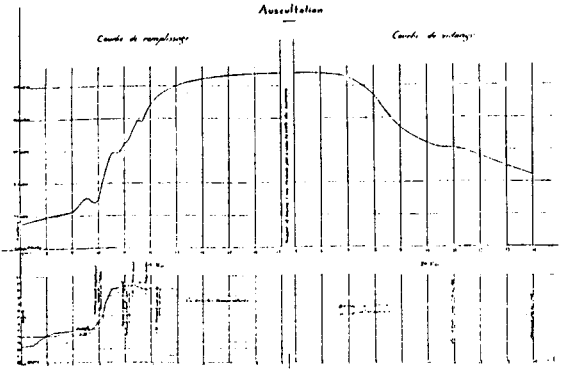


Les mesures ont été faites avec le plus grand soin par M. Mary, Ingénieur des Ponts et Chaussées, et M. Pfaff, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat, dont le dévouement a permis de recueillir un ensemble d'observations du plus haut intérêt.

BARRAGE DE LA DOMME

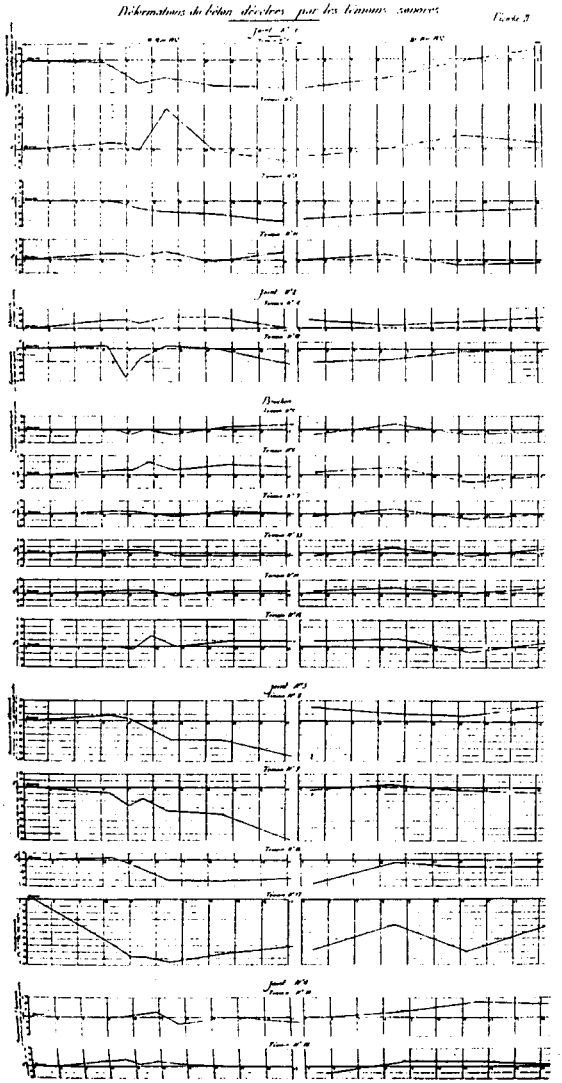
Pl. de 1

Auscultation



Déformations du béton décelées par les témoins sonores

Pl. de 3



2. — Barrage de Vézins.

DEFORMATIONS DU BARRAGE

Les opérations de remplissage du réservoir de l'Usine de Vezins, commencées le 26 janvier 1932, ont été terminées le 25 février 1932.

Conformément aux stipulations du programme de remplissage et à la consigne arrêtés d'accord avec le Service du Contrôle, les déformations du barrage ont été observées par la méthode trigonométrique, à l'aide d'un théodolite de précision Wild.

Ces mesures, qui exigent une très grande pratique des appareils, ont été effectuées par la Section de Géodésie du Service Géographique de l'Armée, qui a bien voulu se charger de ces opérations.

Un rapport établi par ce Service, dont copie ci-après, donne le principe de la méthode, les conditions dans lesquelles les mesures ont été effectuées et la précision des résultats obtenus.

Dans les dessins également joints — Fig. 1, 2 et 3 — on représente la situation des repères et des stations d'observation et l'on donne les résultats des mesures relevées du 25 janvier au 20 avril 1932, présentés de la façon suivante:

1°) — Elévation du barrage (Fig. 4) figurant les déformations horizontales totales à la date du 20 avril 1932 (en admettant que les déplacements au niveau du sol, qui n'ont pu être mesurés, étaient pratiquement nuls).

2°) — Vue en plan schématique du barrage (Fig. 5), donnant les positions relatives pour chacun des repères à l'échelle de 2 m/m pour 1 m/m, les 25 janvier, 10, 11 février, 26 février et 20 avril.

L'examen de ces graphiques, et particulièrement de l'élévation aval du barrage, montre que la partie centrale présente une raideur relativement supérieure à celle du reste de la construction, ce qui s'explique par la présence des conduites de prise d'eau en béton armé, renforçant la section des contreforts adjacents.

Il est probable, d'autre part, que contrairement à l'hypothèse admise dans la figuration des déformations horizontales, les déplacements au niveau du sol ne sont pas nuls.

On peut déduire de l'examen de ces résultats que l'ouvrage s'est comporté normalement en tous ses points.

Il a été fait usage également de fleximètres pour la mesure des déformations des voûtes et de l'accélérographe de Kéraval, pour l'enregistrement des vibrations. Les observations de ces appareils peuvent être considérées comme nulles et confirment la parfaite tenue du barrage.

SOCIETE DES FORCES MOTRICES DE LA SELUNE

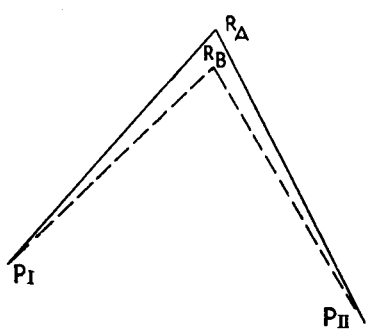
RAPPORT

sur la mesure des déformations du barrage de Vezins, (par Ducey, Manche).

Travail demandé par L'OMNIUM LYONNAIS,
Direction des travaux de la SOCIÉTÉ DES FORCES MOTRICES DE LA SÉLUNE.

Principe de la méthode.

On peut étudier les déformations d'un mur de barrage en déterminant, par les méthodes de la géodésie, les déplacements de repères scellés dans le mur du barrage.

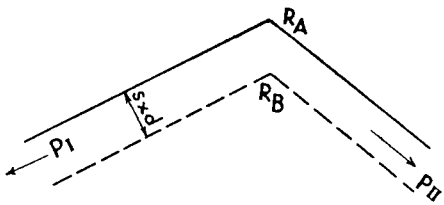


Considérons deux points fixes P_I et P_{II} situés sur les rives, en aval du barrage; on stationne avec un théodolite en ces points et

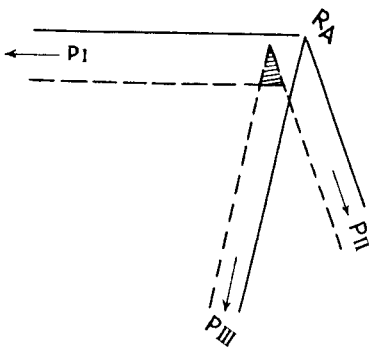
on mesure les angles que forment (en plan) les directions des différents repères scellés dans le mur, avec celle d'un point fixe situé sur la rive en dehors de zone de pression du barrage.

Ces mesures ayant été faites à une époque A, avant la mise en eau, on les répète à une époque B, alors que le barrage a été déformé par la pression des eaux. Les mesures sont légèrement différentes.

Considérons l'un des repères R; les mesures permettent en principe de construire sa position R_A à l'époque A et sa position R_B à l'époque B.



En réalité, nous déterminerons d'une manière précise la position R_B par rapport à R_A en faisant une construction à grande échelle: au voisinage de R_A, on peut considérer les visées issues d'un des points d'observations P_I comme parallèles, et leur écartement est égal au produit, par la sensibilité S(1) de la visée, de la différence d (en secondes centésimales) des angles relatifs au point R aux époques A et B.



(1) On appelle sensibilité d'une visée en un point R la quantité *s* (exprimée en millimètres) dont cette visée se déplace normalement à sa direction quand on la fait tourner de une seconde centésimale autour du point dont elle est issue.

Nous construisons ainsi facilement, à l'échelle de 1 cm pour 1 $^{m}/_{m}$ par exemple, la position R_B par rapport à R_A, et nous avons avec précision le déplacement R_A R_B.

Si l'on peut avoir un troisième point d'observation P_{III} on pourra faire la construction avec les 3 visées; ce qui donne une vérification. En raison des erreurs d'observations les trois visées ne se couperont pas en un même point, mais elles formeront un chapeau d'erreur dont les dimensions donneront un renseignement sur la précision des mesures.

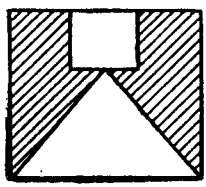
Travaux préliminaires.

On a donc construit, près du barrage de Vezins, trois piliers d'observations: un sur la rive droite (pilier P_I) et deux sur la rive gauche (piliers P_{II} et P_{III}).

Ces piliers en béton de 1^m 40 × 0^m 40 × 0^m 40 reposent sur une fondation importante, ou sur le roc. — Ils portent scellé sur leur surface supérieure un goujon en bronze fileté sur lequel peut se visser le triangle support du théodolite Wild.

L'observateur circule sur un plancher indépendant du pilier, et une baraque sommaire construite autour du pilier protège l'appareil lorsqu'il est en station.

Le mur du barrage a reçu 25 repères numérotés et scellés dans les contreforts; ils sont constitués par des plaques en fer émaillé présentant l'aspect indiqué par la figure ci-après. Le point visé est naturellement toujours l'extrémité de la pointe blanche.



On ne s'est pas contenté de prendre sur les berges un seul point de référence, mais on en a pris plusieurs, qui ont été constitués par des plaques-repères de même espèce, fixées sur les faces des piliers d'observation et sur des bâtiments voisins (ferme, maison, bureau, cité ouvrière).

Les distances et les positions relatives des piliers d'observation

et des points à viser ont été obtenus par l'établissement d'une triangulation sommaire (voir le schéma sur le plan au 1/2.500). Une base de 70 m. a été mesurée sur le tablier du barrage avec un décamètre en acier, et les deux termes ont été stationnés au théodolite. Cette triangulation a permis de calculer les distances relatives des piliers à quelques centimètres près. Les distances des repères aux piliers ont été mesurées sur une réduction graphique de la triangulation à l'échelle du 1/500. Le calcul montre qu'il serait suffisant de connaître ces distances à 2 mètres près.

Conditions des mesures.

L'emploi du théodolite dans ce cas particulier exige quelques précautions :

Il faut que les changements de mise au point (obligatoires puisque les distances des points visés varient de 28 m. à 300 m.) ne modifient pas d'une manière sensible l'axe optique. — Cette condition est réalisée convenablement dans les théodolites Wild qui ont été employés. Ces appareils d'autre part permettent facilement un centrage rigoureux, grâce à leur triangle-support qui peut se visser sur un goujon fileté.

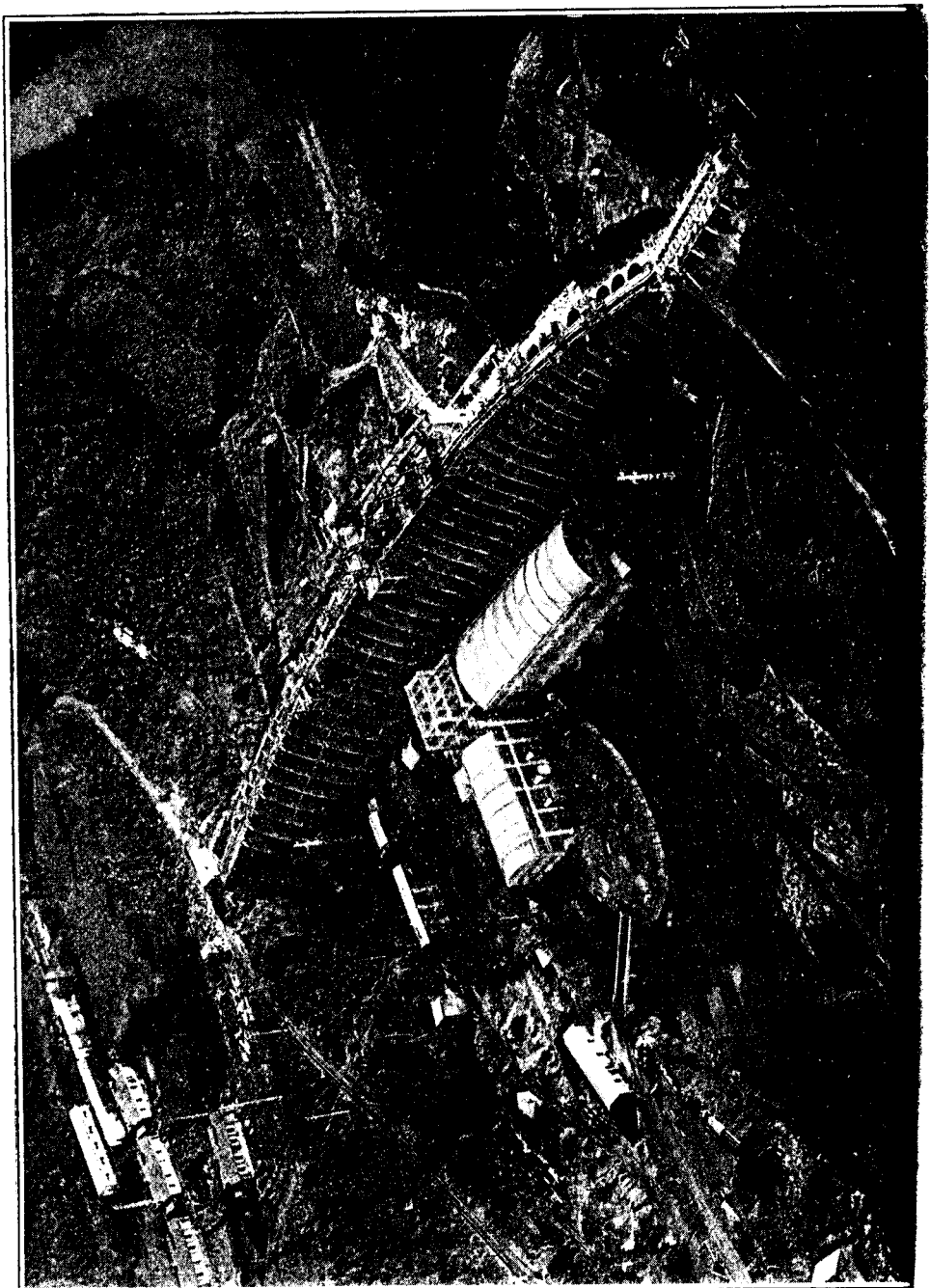
Comme il ne s'agit en somme que d'avoir avec précision les différences des angles mesurés à deux époques A et B, on a procédé par séries ayant toujours la même origine à quelques secondes près. — Dans ces conditions une direction tombe presque toujours, au cours des différentes séries, dans le même intervalle de la graduation au limbe, — et exceptionnellement dans l'intervalle immédiatement voisin. L'influence de la tare est ainsi éliminée presque complètement.

Pratique des opérations de mesures.

Les mesures ont été faites avec des théodolites Wild grand modèle (théodolite N° 151 pour les piliers I et III, théodolite N° 29 pour le pilier II).

Des premières mesures ont été faites le 30 décembre 1931 mais à ce moment les repères venaient d'être scellés et leur fixité n'était pas suffisamment garantie.

Des mesures complètes sur les 3 piliers ont été effectuées les 24 et 25 janvier 1932, avant la mise en eau. *C'est à partir des positions observées à ce moment que l'on a considéré les déplacements des repères.*



Pendant la mise en eau, jusqu'au 12 février, des mesures presque quotidiennes ont été effectuées sur quelques-uns des repères pour permettre éventuellement de suivre un déplacement anormal.

Les 26 et 27 février, la mise en eau étant achevée, on a refait des mesures complètes. Enfin ces mesures ont été reprises les 19, 20 et 21 avril.

Les mesures complètes comportaient 4 séries sur les références et un certain nombre de repères, et 2 séries seulement sur les autres repères.

Les mesures quotidiennes pendant la mise en eau comportaient seulement deux séries.

Constructions graphiques.

Toutes ces mesures ont donné lieu à des constructions à l'échelle de 1 cm pour 1 $^{m}/_{m}$, selon la méthode indiquée au premier paragraphe de ce rapport.

15 des repères (les repères N°s 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 15, 16, 17 et 21) ayant pu être observés depuis les 3 piliers, leur construction a été faite avec trois visées.

9 repères (N°s 1, 10, 11, 18, 19, 20, 23, 24, 25) ne sont déterminés que par deux visées.

Exceptionnellement, le repère N° 22 n'est visible que du pilier II - son déplacement ne peut pas être déterminé exactement; on l'a toutefois évalué en supposant qu'il se produisait suivant la direction du contrefort.

Précision des résultats obtenus.

On peut connaître la valeur de l'erreur moyenne des observations, en considérant les différences des lectures faites sur les mêmes repères au cours d'une même séance de mesure; et l'on peut calculer l'erreur moyenne résultant, pour l'évaluation du déplacement d'un repère, de cette erreur moyenne d'observation.

Ce calcul donne pour l'erreur moyenne du déplacement d'un repère des valeurs de l'ordre de 1 $^{m}/_{m}$.

D'ailleurs si l'on considère les chapeaux obtenus par la construction graphique dans le cas où l'on dispose de 3 visées, on obtient un résultat concordant.

On peut donc admettre que les déplacements des repères sont ***déterminés à un millimètre près.***

Fig : 1

PLAN DES PILIERS D'OBSERVATIONS ET DES REPÈRES

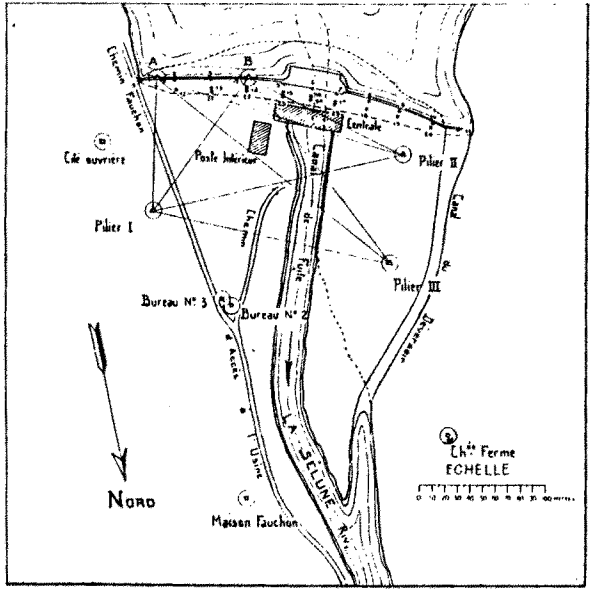
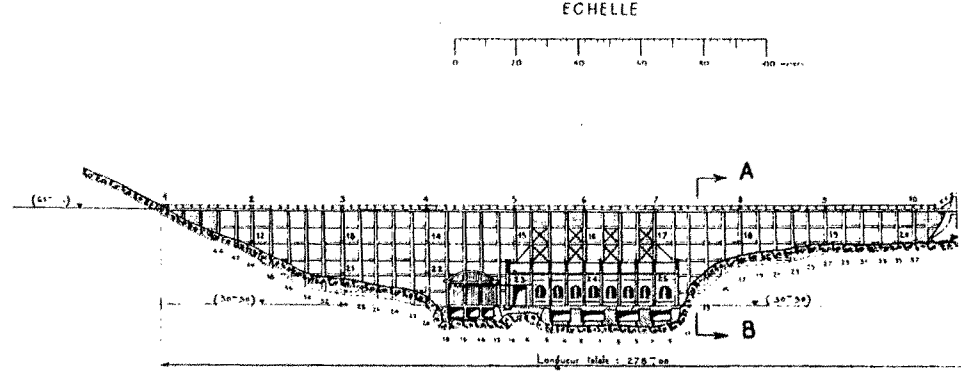


Fig : 2

ÉLÉVATION AVAL DU BARRAGE

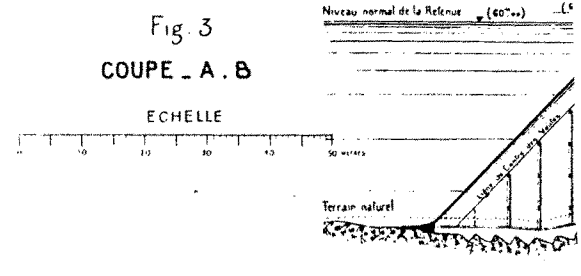
POSITION DES REPÈRES



NOTA : Les Repères sont scellés sur l'arête aval des Contreforts

Fig. 3

COUPE _ A . B



RESUME

Après avoir exposé quelques idées générales sur l'auscultation des barrages, montré son haut intérêt et l'extrême difficulté de sa technique, l'auteur décrit les méthodes et les appareils de mesure en usage en France pour la mesure des déformations, qu'il s'agisse de mouvements d'ensemble ou de déformations locales.

Puis il présente, sans aucun dessein préconçu de synthèse théorique, tout un faisceau d'observations recueillies sur les barrages français, depuis 1862 jusqu'à nos jours, et dont il tire les conclusions suivantes :

1°) *Effets de la poussée de l'eau.*

Les déformations des barrages ou du sol qui les porte, sous l'effet de la charge d'eau, présentent un certain retard par rapport « la cause de la déformation, savoir: la montée ou la descente du iveau de la retenue.

Il ne s'agit pas, bien entendu, de la déformation permanente ı tassement initial, mais des déformations élastiques ultérieures.

Le coefficient élastique du béton et du sol est donc variable ec le temps, de sorte que les déformations de l'ouvrage, à un ›ment quelconque, dépendent de son histoire antérieure.

2°) *Effets du retrait de dessication et de la contraction thermique.*

Les effets du retrait de dessication sont minimes sur les massifs quelque épaisseur, par suite de la présence d'un excès d'eau, ›venant du gâchage et qui séjourne dans le béton.

3°) *Effets de la température atmosphérique.*

Les effets des variations de la température extérieure sont amor- et retardés d'autant plus que la couche de béton protectrice est ; épaisse, selon la théorie qu'en a donnée M. Haegelen, et qui maintenant classique.

4° *Importance relative des déformations des barrages-poids et autres types de barrages.*

Les déformations des barrages-poids sont du même ordre de grandeur que celles des barrages voûtes ou des barrages à contreforts, et paraissent même supérieures. Elles sont en tous cas plus élevées que le calcul ne l'indique, ce qui laisse supposer qu'une cause de déformation a été omise, peut-être l'imbibition plus forte

du parement amont, qui a lieu au moment de la mise en eau ou dans les jours qui suivent, et le gonflement qui en résulte.

5°) *Phénomènes d'adaptation.*

Les mesures de déformation locale mettent en évidence des discordances importantes entre les divers appareils de mesure, discordances qui sont fonction de la position des appareils et du moment de la mesure.

Ces phénomènes semblent dûs à la présence de parties plus résistantes dans le sol ou dans le béton, parties qui se mettent en charge d'abord, et à une sorte d'« ankylose » de la construction qui s'assouplit par la suite au fur et à mesure que sous l'effet des charges, les points les plus éprouvés cèdent une partie de leur fatigue à leurs voisins.

Autrement dit le champ des contraintes est discontinu et variable dans le temps.

6°) *Zones inactives.*

On constate notamment la présence de zones inactives, de déformations nulles, et qui semblent hors du champ des contraintes.

Il y aurait intérêt à corroborer au moyen d'observations faites dans d'autres pays, les conclusions figurant sous les N°s 2, 4, 5, 6, les autres pouvant être considérées comme acquises.

ZUSAMMENFASSUNG

Nachdem der Verfasser einige allgemeine Gedanken über die Untersuchung von Staudämmen auseinandergesetzt sowie auf ihren grossen Nutzen und die ausserordentliche Schwierigkeit ihrer Durchführung hingewiesen hat, beschreibt er die in Frankreich gebräuchlichen Arbeitsweisen und Messungsvorrichtungen zum Messen von Formänderungen, ob es sich nun um Bewegungen im Ganzen oder nur örtliche Formänderungen handele.

Dann legt er ohne jeden vorgefassten Plan einer theoretischen Zusammenstellung einen ganzen Band von Beobachtungen vor, die an französischen Staudämmen von 1862 an bis auf unsere Tage gesammelt wurden, und aus denen er folgende Schlüsse zieht:

1. Wirkung der Wasserdrucks.

Die Formänderungen von Staudämmen oder des sie tragenden Bodens weisen unter der Wirkung des Wasserdrucks mit Rücksicht auf die Ursache der Formänderung eine gewisse Verzögerung auf, nämlich: das Steigen oder Fallen des Wasserspiegels des Staubeckens.

Wohlverstanden handelt es sich nicht um eine dauernde Formänderung oder ein Setzen von Anfang an, sondern um anderweitige elastische Formänderungen.

Der Elastizitätsbeiwert des Betons und des Bodens ist demnach mit der Zeit veränderlich, so dass die Formänderungen des Bauwerks in einem beliebigen Augenblick von seiner vorhergehenden Geschichte abhängen.

2. Wirkungen der Schrumpfung durch Austrocknung und der Verdichtung durch Wärme.

Bei Dämmen von einiger Dicke sind die Wirkungen der Schrumpfung durch Austrocknung winzig infolge des Vorhandenseins eines Wasserüberschusses, der vom Mischen herrührt und im Beton verbleibt.

3. Wirkungen der Luftwärme.

Die Wirkungen der Schwankung der Aussentemperatur werden um so mehr abgeschwächt und verzögert, je dicker nach dem Lehrsatz M. Haegelens, der jetzt als klassisch gilt, die Schutzschicht aus Beton ist.

4. Jeweilige Bedeutung der Formänderungen massiver Staudämme und solcher anderer Bauart.

Die Formänderungen massiver Staudämme sind von gleicher Grössenordnung wie die aufgelöster oder solcher mit Strebepfeilern, und scheinen sogar höher. Auf jeden Fall sind sie grösser als die Berechnung angibt, was den Schluss zulässt, dass eine Formänderungsursache weggelassen ist, vielleicht die stärkere Durchtränkung der bergseitigen Vorderfläche, die im Augenblick der Unterwassersetzung oder in den folgenden Tagen stattfindet und die sich hieraus ergebende Auftreibung.

5. Erscheinungen der Anpassung.

Die Messungen örtlicher Formänderungen lassen wichtige Unstimmigkeiten zwischen den verschiedenen Messungsvorrichtungen zu Tage treten, Unstimmigkeiten, die von der Aufstellung der Vorrichtungen und dem Augenblick der Messung abhängen.

Diese Erscheinungen sind offenbar auf wiederstandsfähigere Teile im Boden oder im Beton zurückzuführen, auf Teile die zuerst zum Tragen bereit sind, und auf eine Art von « Ankylose » (Gelenksteifigkeit) des Bauwerkes, das in dem Umfang geschmeidig wird, unter der Einwirkung der Auflasten die erprobtesten Punkte einen Teil ihrer Ermüdung an ihre Nachbarn abtreten.

Mit anderen Worten: das Feld der Spannungen ist hinsichtlich der Zeit unstetig und veränderlich.

6. Unbeteiligte Streifen.

Besonders festzustellen, ist das Vorhandensein unbeteiligter Streifen, die keiner Formänderung unterliegen und ausserhalb des Spannungsfeldes zu stehen scheinen.

Es dürfte von Nutzen sein, durch in anderen Ländern angestellte Beobachtungen die unter den Nr. 2, 4, 5, und 6 aufgeführten Schlussfolgerungen zu bekräftigen, während die anderen als gesichert betrachtet werden können.

SUMMARY

After giving a few general ideas about the sounding of dams, showing the great interest and extreme difficulty of its technique, the author describes the methods and measuring appliances employed in France for measuring deformations, whether of mass movements or local deformations.

He then gives, without any preconceived notions of theoretical synthesis, a whole sheaf of notes made on French dams from 1862 up to the present time, from which he draws the following conclusions :

1°) *Effects of the water pressure.*

Deformations of dams or the earth holding them, from the effect of the weight of water, show a certain delay in ratio to the cause of deformation, namely : the rise and fall of the reserve level.

It should be clearly understood that this does not apply to permanent deformation or primary settling down, but to subsequent elastic deformations.

The elastic coefficient of concrete and earth therefore varies with time, so that — in a way — deformations of the work, at any given time, depend on its previous history.

2°) *Effects of drying shrinkage and thermic contraction.*

The effects of drying shrinkage are lowest on fairly thick masonry, owing to the presence of an excess of water arising from the mixing, this water remaining in the concrete.

3°) *Effects of atmospheric temperature.*

The effects of changes in outside temperature are so much the more reduced and delayed as the layer of protecting concrete is thick, this being the theory advanced by Mr. Haegelen, now generally accepted.

4°) *Relative importance of deformations in gravity dams and other types of dam.*

Deformations of gravity dams have the same importance as those of arched or buttressed dams, and appear to be even greater. In any case, they are higher than the computation appears to show, so that it must be inferred that a cause of deformation has been

omitted, perhaps the imbibition of the upstream facing being stronger, which takes place when the water is let in and during the following days, and the resultant swelling.

5°) *Adaptation phenomena.*

The measurements of local deformation bring out important divergencies between the various measuring appliances, these divergencies being function of the position of the appliances and the time of measurement.

These phenomena appear to be due to the presence of stronger parts in the earth or concrete, which first of all take up the load, and to a kind of « ankylosis » of the construction which gradually gives as the load makes itself felt, the most strongly stressed parts passing on part of their fatigue to the neighbouring parts.

In other words, the field of constraints is discontinuous and varies with time.

6°) *Inactive zones.*

The presence of inactive zones has been particularly noticed, void deformations, and which seem outside the field of constraints.

It would be useful, by means of observations made in other countries, to corroborate the conclusions given under N°s 2, 4, 5, 6; the others may be considered as duly accepted.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 10

Influence de la température interne et des conditions physiques sur la stabilité des barrages en béton ou en maçonnerie

Rapport de M. HAEGELEN

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Membre du Comité français des Grands Barrages

Considérations préliminaires sur la stabilité des ouvrages.

Lorsqu'il s'agit de vérifier la stabilité d'un ouvrage, l'ingénieur se trouve en présence d'une première tâche, qui est d'évaluer l'ensemble des conditions, que nous appellerons conditions physiques, dans lesquelles l'ouvrage sera placé, aux diverses époques de sa vie, lors de la construction et en période d'exploitation.

Ces conditions sont imposées par les milieux extérieurs, l'atmosphère, l'eau, s'il s'agit d'un ouvrage en contact avec l'eau, le sol de fondation, les charges extérieures auxquelles l'ouvrage sera soumis, etc.

Il sera souvent difficile de les apprécier avec exactitude.

Si l'on suppose les conditions physiques connues, il reste à examiner comment l'ouvrage se comportera sous leur action, s'il ne sera pas soumis à des risques de destruction ou de détérioration l'empê-

chant de remplir la fonction pour laquelle il a été conçu. C'est là la deuxième tâche de l'ingénieur. Elle comprend, en particulier, les calculs de vérification de la stabilité de l'ouvrage.

Que vaudront les conclusions de l'ingénieur ?

Elles auront d'autant plus de valeur qu'il sera parti, dans ses raisonnements et dans ses calculs, d'hypothèses plus adéquates à la réalité physique et qu'il aura pu apprécier plus exactement les conséquences des conditions physiques.

L'ensemble des conditions physiques peut se classer en deux groupes distincts :

Le premier comprenant les conditions externes indépendantes de l'ouvrage (charges appliquées, état physique des milieux extérieurs).

Le second comprenant les conditions internes, liées à la nature des matériaux employés, au mode de construction de l'ouvrage, aux soins d'exécution. En fait, une partie des conditions internes est sous la dépendance des conditions externes. C'est le cas, par exemple, des températures internes d'un barrage.

Dans l'état actuel de nos connaissances, l'étude des conditions physiques, et plus spécialement des conditions internes, est chose malaisée.

Elle suppose une connaissance approfondie des propriétés physiques des matériaux mis en œuvre. Or, dans beaucoup de cas, ces propriétés physiques sont encore incomplètement connues. C'est notamment ce qui arrive pour le béton armé, où les propriétés du complexe béton-acier ne sont que très incomplètement élucidées. C'est même le cas du béton seul, dont le retrait paraît soumis à des influences multiples, parfois difficiles à discerner, malgré les essais de théorie rationnelle qui ont pu être tentés récemment, notamment par M. Freyssinet.

Or, il s'agit d'éléments souvent importants, qui sont de nature à influer sur le choix des matériaux, sur le mode de construction de l'ouvrage et sur ses dispositions.

Il faut donc attacher le plus grand prix aux recherches de laboratoire exécutées dans le but de compléter nos connaissances sur les propriétés des matériaux.

L'observation des ouvrages existants est également une source de renseignements précieux.

Au point de vue pratique, l'ingénieur sera obligé de recourir à l'esprit d'observation ou de déduction, à son expérience personnelle ; il devra interpréter les résultats fournis par les essais de laboratoire

et par l'expérience des ouvrages déjà construits, pour faire choix d'hypothèses raisonnables sur les conditions physiques dans lesquelles sera placé l'ouvrage projeté.

S'il ne peut procéder à une évaluation suffisamment précise de toutes les quantités physiques en jeu, il pourra, ou essayer de supprimer par des dispositions de construction appropriées, l'effet des conditions physiques correspondantes sur la stabilité de l'ouvrage, ou évaluer par approximation ces quantités, dans un sens tel, qu'il dispose d'une marge de sécurité par rapport aux conditions physiques réelles.

Aux incertitudes existant sur les conditions physiques s'ajoutent ordinairement celles qui proviennent des défauts de la matière et de l'imperfection des procédés de construction.

Il faut enfin remarquer que souvent l'ingénieur sera limité dans la vérification de la stabilité d'un ouvrage, par l'imperfection des méthodes de calcul qui lui sont accessibles.

On sait, en particulier, que l'ingénieur utilise généralement, pour le calcul des efforts unitaires, les théories de la résistance des matériaux qui n'est qu'une approximation, parfois assez grossière, de la théorie de l'élasticité, souvent malaisée, sinon impossible du point de vue pratique, à mettre en œuvre.

La théorie de l'élasticité elle-même suppose la proportionnalité des efforts aux déformations, la continuité, l'homogénéité et l'isotropie du matériau ; ces hypothèses comportent elles-mêmes une part d'approximation.

Pour l'ensemble de ces raisons, on a été conduit à la règle habituellement suivie qui consiste à ne faire travailler les matériaux qu'à des taux très inférieurs aux taux de contrainte maximum admissibles.

Mais il faut bien noter que cette règle ne constitue, en définitive, qu'un pis aller. Elle risque de conduire à une utilisation médiocre des matériaux et à des dépenses inutiles. En outre, on n'est pas assuré, par l'application de cette règle, de la stabilité de l'ouvrage, si on a négligé de tenir compte, de façon suffisamment approfondie, des conditions physiques dans lesquelles cet ouvrage sera placé.

Les progrès de la technique de la construction exigent donc que l'on tienne compte, le plus exactement possible, des conditions réelles de construction et d'exploitation des ouvrages ; ils supposent une connaissance de plus en plus approfondie des propriétés des matériaux, des conditions de travail auxquelles ils seront soumis, et l'emploi de méthodes de calcul suffisamment précises.

Si ces conditions sont réalisées, et si l'exécution est assez soignée pour réduire les imperfections de mise en œuvre, on pourra être fondé à admettre des taux de travail relativement élevés, sans que la stabilité de l'ouvrage en souffre.

Cela nous amène à dire un mot des critériums de stabilité à admettre.

La stabilité d'un ouvrage sera pour nous sa capacité indéfinie ou d'une durée limitée à remplir la fonction pour laquelle il a été créé.

On pourra admettre qu'un ouvrage sera stable si, durant la période illimitée ou finie envisagée, les organes résistants de l'ouvrage peuvent supporter sans destruction les efforts dus aux charges et aux autres conditions physiques, généralement variables avec le temps, auxquels l'ouvrage est soumis.

Mais un ouvrage pourra être stable, même si certaines de ses parties surabondantes sont détruites, ou si, malgré la destruction de certaines parties actives, l'ouvrage continue à remplir sa fonction, grâce à une nouvelle répartition des efforts qui reste admissible. Cela arrive assez fréquemment dans les constructions hyperstatiques.

Nous serons amenés à faire usage de cette remarque par la suite.

Conditions physiques influant sur la stabilité des barrages

Les considérations qui précèdent ont leur pleine valeur lorsqu'il s'agit des grands barrages-réservoirs en maçonnerie. Leur stabilité doit être assurée d'une façon certaine, car leur rupture constituerait, dans la plupart des cas, une véritable catastrophe.

Ce sont généralement des ouvrages très coûteux, en raison de la quantité considérable de matériaux nécessaire à leur construction, et des soins d'exécution qu'ils exigent.

L'étude de ces ouvrages est donc particulièrement attachante, et doit être poussée aussi loin que le permet la technique de l'ingénieur.

Les progrès techniques devront tendre à une meilleure utilisation des matériaux qui, seule, peut permettre, tout en accroissant la sécurité, l'éviter des dépenses inutiles, et de réaliser des ouvrages aussi peu coûteux que possible, tout en étant adaptés à leurs fonctions.

Il faudra scruter de près les conditions dans lesquelles les ou-

vrages seront établis, celles dans lesquelles ils seront placés lors de leur fonctionnement, peser toutes les influences qui pourront jouer sur la conservation et la stabilité de l'ouvrage.

Une catégorie importante de facteurs physiques provoque dans les barrages des variations de longueur, contractions ou dilatations du matériau mis en œuvre, et donnent par suite naissance à des efforts.

Ces facteurs physiques peuvent être analysés comme il suit. Les variations de température des milieux extérieurs (air et eau) avec lesquels le barrage est en contact se propagent à travers l'ouvrage et font varier sa température en chaque point.

Le matériau du barrage lui-même est dans un état d'humidité plus ou moins grand, par suite des infiltrations d'eau dans l'ouvrage.

D'autre part, si le barrage est en béton, la prise de ce matériau est accompagnée d'une élévation de température, qui ne se dissipe que graduellement ; en outre, le béton éprouve un retrait, positif ou négatif, lorsqu'il fait sa prise.

Tous ces facteurs se traduisent, en définitive, par des contractions ou des dilatations du matériau mis en œuvre. Ces déformations unitaires, variables à chaque instant d'un point à l'autre, et dont le jeu est gêné par la solidarité des différentes parties de l'ouvrage, et par la liaison de ce dernier avec le sol, engendrent des efforts qui peuvent être importants et qu'il y a lieu de chercher à évaluer.

Nous examinerons en premier lieu quelle est la distribution des températures d'un barrage, et quelles sont les caractéristiques du retrait des bétons.

Températures

a) Chaleur de prise des bétons.

La prise des bétons est accompagnée d'une élévation de température plus ou moins importante, suivant la nature du liant employé et le dosage des bétons.

Dans le cas où le liant est du ciment Portland artificiel, employé aux dosages normaux de 180 à 250 kgs par mètre cube de béton, l'élévation de température peut atteindre plusieurs dizaines de degrés, de 20 à 35° en général.

La chaleur de prise du béton ne se dégage que graduellement. Par suite de la rapidité d'exécution des barrages modernes, et lorsque ces derniers, comme c'est le cas des barrages-gravité de grande

hauteur ou même de certains barrages-voûtes, ont de grandes épaisseurs, le béton sera généralement inclus dans la masse, avant que la chaleur de prise se soit entièrement dégagée. Cela explique les élévations de température constatées (1). Quelle sera l'allure du refroidissement ?

Les parties profondes de la masse se refroidissent moins rapidement que celles qui sont dans le voisinage des parements. La vitesse de refroidissement sera d'autant plus lente que le massif est plus épais.

En supposant que la température extérieure ne varie pas, et qu'initialement la température interne du massif est supérieure de ΔT_0 à la température extérieure, l'étude mathématique de la dissipation de la chaleur conduit à admettre que l'élévation de température ΔT au bout du temps t sera donnée dans le cœur du massif par la formule (2) :

$$\Delta T = \Delta T_0 e^{-nt}$$

n étant une constante qui dépend de l'épaisseur E du massif, de la conductibilité K, de la chaleur spécifique c, de la densité d du béton :

$$n = \frac{K\pi^2}{d\,c\,E^2}$$

On voit que, pour que l'élévation initiale de température soit réduite dans un rapport donné, il faut laisser passer un temps qui croît pour un même matériau, comme le carré de l'épaisseur du massif.

En prenant le jour comme unité de temps et le mètre comme unité de longueur, on peut admettre que n est de l'ordre de $\frac{0,32}{E^2}$.

Si nous cherchons au bout de quel temps l'élévation de température est réduite au 1/5 de sa valeur initiale, nous obtenons le tableau suivant :

Epaisseur du massif	1 m	5 m	10 m	20 m
Temps t_1	5 jours	4 mois	1 an et 4 mois	5 ans et 5 mois

On voit que, dans les barrages épais, le refroidissement du cœur

(1) Il semble d'ailleurs qu'on ait tendance actuellement à bétonner chaque jour des couches assez épaisses, pour éviter un feuilletage trop accusé des barrages.

(2) Voir notre article dans les « Annales des Ponts et Chaussées », 1927 - VI.

du massif est extrêmement lent ; il n'est souvent qu'à peine commencé au moment de la fermeture des joints de contraction ou du clavage des arcs d'un barrage-voûte.

b) Influence des variations de température externe.

Les variations de température du milieu extérieur (air ou eau) se transmettent aux parements du barrage et, de là, pénètrent dans la masse de l'ouvrage.

Il est aisé, en partant de l'équation de la propagation de la chaleur dans un mur :

$$\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = \frac{d\,c}{K}\,\frac{\delta T}{\delta t} \left\{ \begin{array}{l} T = \text{température} \\ x = \text{distance à la paroi} \\ t = \text{temps} \end{array} \right.$$

d'obtenir une solution qui s'applique à un mur dont les deux parements sont maintenus chacun à une température qui est une fonction sinusoïdale du temps de période θ

Soit pour le parement A (parement amont)

$$T = T_1 \left(\sin. \frac{2\pi t}{\theta} - \varphi\right) + T_2$$

et pour le parement B (parement aval)

$$T' = T'_1 \sin. \left(\frac{2\pi t}{\theta} - \varphi'\right) + T'_2$$

les lois des températures en fonction du temps.

Les actions des parements, en un point quelconque de la masse, se combinent, et, en régime stable, c'est-à-dire au bout d'un temps suffisant, la température en un point quelconque A, situé à des distances x et x' des deux parements amont et aval, sera donnée par :

$$T_A = \frac{T_2 x' + T'_2 x}{x + x'} + g(x, t) + g'(x', t)$$

$g(x, t)$ et $g'(x', t)$ étant les températures qu'aurait le point A.

a) Dans le cas où l'on aurait :

pour le parement A $\quad T = T_1 \sin. \left(\frac{2\pi t}{\theta} - \varphi\right)$

pour le parement B $\quad T' = 0$

b) Dans le cas où l'on aurait:

pour le parement A $\quad T = 0$

pour le parement B $\quad T' = T_1' \sin. \left(\frac{2\pi t}{\theta} - \varphi'\right)$

Il reste à déterminer $g\ (x,\ t)$ et $g'\ (x',\ t)$.

Ces fonctions dépendent de l'épaisseur E du mur.

Nous avons établi (1) qu'en chaque point, les oscillations de température restaient sinusoïdales avec la même période que celle du parement, et qu'on pouvait écrire :

$$g\ (x,\ t) = T_x \cos.\ \left(\frac{2\ \pi\ t}{\theta} - \xi_x - \varphi\right) \tag{1}$$

T_x et ξ_x dépendent de l'abcisse x de l'épaisseur du mur, et de la période.

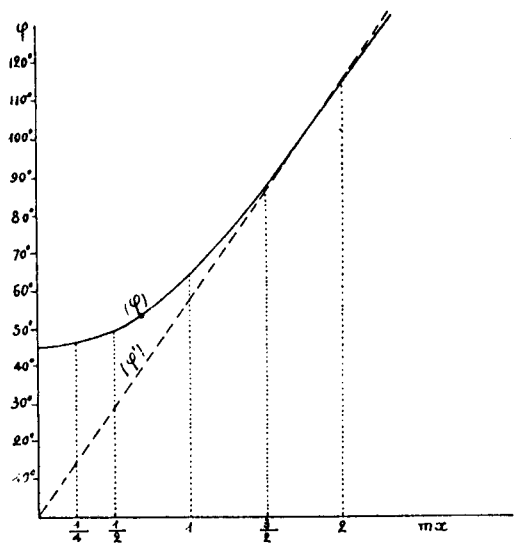
On a d'autre part :

$$\xi_x = \xi_E - \xi_x$$

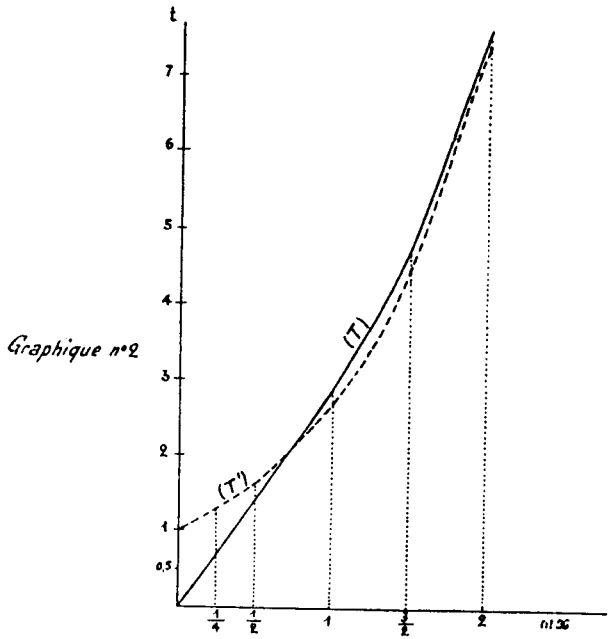
$$T_x = T_1\ \frac{l_x}{l_E}$$

les quantités ξ_x et ξ_E sont lues sur le graphique I (courbe en trait plein) ci-contre, où ils correspondent aux abscisses m (E — x) = m x' et m E, les quantités l_x et l_E sont lues sur le graphique II (courbe en trait plein), où ils correspondent de même aux abscisses m x' et m E.

Graphique n° 1



(1) Voir notre article précité des « Annales des Pont et Chaussées » pour lequel nous avons utilisé des études italiennes antérieures, notamment celles de M. Ippolito, en leur ajoutant quelques compléments.



Graphique n°2

On a, pour valeur du coefficient m :

$$m = \sqrt{\frac{\pi\, d\, c}{K\, \theta}}$$

soit sensiblement, en prenant pour unités le mètre et le jour :

$$m = \frac{10}{\sqrt{\theta}}$$

ce qui donne, pour les oscillations journalières, m = 10 et pour les oscillations annuelles, m = 0,5.

Pour $m\,x > 2$ ou $m\,e > 2$ on peut admettre sensiblement :

$$\varphi_x = m\,x \qquad \varphi_e = m\,E$$
$$t_x = e^{mx} \qquad t_e = e^{mE}$$

Les courbes $\varphi_x = m\,x$, $T_x = e^{mx}$ sont indiquées en pointillé sur le graphique.

Bien entendu, le calcul de $g'(x', t)$ est entièrement analogue à celui de $g(x, t)$.

La discussion de ces résultats de calcul conduit aux remarques suivantes :

1° Les oscillations sinusoïdales de température d'un parement se transmettent en s'amortissant et en se décalant à l'intérieur du mur,

Le décalage et l'amortissement sont d'autant plus marqués que la période des oscillations est courte.

2° On peut admettre que lorsque l'épaisseur d'un mur est supérieure à une certaine épaisseur critique E_1 définie pratiquement par

$$m E_1 = 2 \text{ ou } 2,5$$

les oscillations de température d'un parement cessent d'avoir une influence sensible à une distance de ce parement égale à l'épaisseur critique.

Cette épaisseur est sensiblement de 0 m 20 à 0 m 25 pour les oscillations diurnes de température, et de 4m à 5 m pour les oscillations à période annuelle.

Pour les murs très minces, pour lesquels $m E < 1$, on peut sensiblement admettre que les oscillations de température d'un parement (l'autre parement étant toujours supposé maintenu à température constante), déterminent en chaque point des oscillations dont l'amplitude décroît linéairement en fonction de la distance au parement, et qui ne présentent que de faibles différences de phase d'un point à un autre.

En pratique, pour les barrages, on sera amené à décomposer les oscillations de la température en une oscillation annuelle, dont l'amplitude est définie par la différence entre le maximum et le minimum des températures moyennes journalières, et en des oscillations journalières, qui n'intéressent qu'une croûte de faible épaisseur, et viennent festonner l'oscillation annuelle, à laquelle elles se superposent.

En dehors de la croûte, on pourra donc ne tenir compte que de l'oscillation annuelle, qu'on pourra supposer sinusoïdale, avec un degré d'approximation suffisant.

Il faudra, bien entendu, cumuler les actions des deux parements.

3° *Transmission de la chaleur par le milieu extérieur aux parements.*

Premier cas. — Les deux parements sont en contact prolongé (1) avec l'air. Nous supposerons qu'à chaque instant la température de l'air est la même sur les deux parements.

1°) Cas du mur épais (2) ($m E > 2$).

---

(1) C'est-à-dire pendant plusieurs périodes.

(2) Il faut bien remarquer, puisque m dépend de la période, qu'un mur épais pour les oscillations journalières peut être mince pour les oscillations annuelles.

Les oscillations annuelles de température de l'air se transmettent avec un amortissement très faible, à moins que l'atmosphère ne soit constamment très calme. Dans le cas où aucun vent ne règnerait jamais, l'amplitude des oscillations de température du parement ne seraient que 0,86 de celles de l'air, avec un décalage de 9°.

Les oscillations journalières de l'air subissent une notable réduction en se transmettant au parement par vent nul ; le rapport des amplitudes des oscillations du parement et de l'air n'est que de 1/5 avec un décalage de 73°. Par vent de 10 m/sec., ce rapport est de 0,73 avec décalage de 18°.

L'agitation de l'atmosphère joue donc un rôle important.

2°) Cas du mur mince (m E<2).

Plus le mur devient mince, plus la température des parements tend à se rapprocher de celle de l'air.

Le mur est sensiblement, à chaque instant, à la même température en tous ses points, et cela est d'autant plus vrai que le mur est plus mince.

Les oscillations annuelles se transmettent presque intégralement au mur, avec un faible décalage.

Les oscillations journalières de l'air se transmettent aux parements en se réduisant dans le rapport r, et en se décalant de l'angle a, suivant le tableau ci-après :

Epaisseur E		0,15 m	0,10 m	0,05 m
Vent nul	r	0,20	0,35	0,47
Vent de 10 m/sec. ...	.....	0,83	0,95	0,98
Vent nul	a	60°	65°	57°
Vent de 10 m/sec. ...	.....	21°	17°	9°

Deuxième cas. — Le mur est en contact prolongé sur une de ses faces avec de l'eau, sur l'autre de ses face avec l'air.

Nous admettrons que la température de l'eau ne varie que lentement, ses oscillations étant à période annuelle.

L'eau imposera, par suite de sa grande capacité calorifique, sa température au parement qu'elle baigne.

Soit T la température variable de l'eau et du parement en contact avec ce fluide :

$$T = A + B \sin. \frac{2\pi t}{\theta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

T' la température de l'air, que nous décomposerons comme il suit :

$$T' = A' + B' \sin. \left(\frac{2\pi t}{365} - \varphi_b\right) + C' \sin. \left(\frac{2\pi t}{1} - \varphi_c\right)$$

Soit :

$$T'' = A'' + B'' \sin. \left(\frac{2\pi t}{365} - \varphi_b - a_b\right) + C'' \sin. \left(\frac{2\pi t}{1} - \varphi_c - a_c\right)$$

la température du parement en contact avec l'air.

On peut admettre que l'on a :

$$A'' = A' + \frac{K.(A - A')}{E\,p + K}$$

p étant le coefficient de transmission de la chaleur du parement à l'air, soit sensiblement 2 par vent nul et 20 par vent de 10 m/sec.

Le coefficient K est le coefficient de conductibilité du matériau qui est de l'ordre de 0,65 pour le béton.

Reste à examiner ce qui concerne les oscillations journalières et annuelles.

1°) Cas du mur épais m E>2.

On peut admettre que les oscillations de température du parement en contact avec l'air dépendent de celles de l'air, suivant les mêmes lois que dans le cas où les deux parements seraient en contact avec l'air.

On aura donc :

Pour les oscillations annuelles :

Par vent nul	$B'' = 0{,}86\,B'$	$a_b = 9°$
Par vent de 10 m/sec.	$B'' = B'$	$a_b = 0$

Pour les oscillations journalières :

Par vent nul	$C'' = 0{,}20\,C'$	$a_c = 73°$
Par vent de 10 m/sec. ..	$C'' = 0{,}73\,C'$	$a_c = 18°$

2°) Cas du mur mince m E<2.

Oscillations journalières :

On aura le tableau suivant, pour $\frac{C'}{C''}$ et a_c :

E		0,15	0,10	0,05
$\frac{C''}{C'}$	Vent de 10 m/sec.	0,73	0,73	0,60
	Vent nul	0,20	0,20	0,134
a_c	Vent nul	38°	27°	8°
	Vent de 10 m/sec.	14°	10°	4°

Oscillations annuelles :

On peut poser $B'' = B + s\,(B' - B)$,

avec, pour s et a_b le tableau suivant :

E = ...		3 m	2 m	1 m	0,50 m	0,20 m	0,10 m	0,05 m
Vent nul	s = ..	0,86	0,86	0,76	0,60	0,38	0,235	0,134
	a_b = .	8°	5°	3°	0°	0°	0°	0°
Vent de 10 m/sec.	s = ..	0,985	0,985	0,97	0,94	0,86	0,76	0,60
	a_b = .	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°

En définitive, il résulte de ce qui précède, qu'on peut protéger les barrages contre les variations journalières de température de l'air, en adoptant des dispositions supprimant l'agitation de l'air en contact avec les parements.

Nous ne clorons pas cette partie de notre exposé sans indiquer que les mesures de température, assez nombreuses, faites à l'intérieur des barrages dans différents pays, confirment, d'une façon générale, les indications des théories indiquées ci-dessus.

4° *Retrait des bétons.*

Les variations de longueur du béton, après sa prise, ont été étudiées sur des pièces peu épaisses, indépendamment de la chaleur de prise et des variations de température de ce béton. Elles sont variables suivant le dosage en ciment.

Quand le béton fait prise dans l'air, il se raccourcit d'ordinaire, en d'autres termes, il éprouve un retrait. Si la prise du béton se fait dans l'eau, le béton peut s'allonger, au lieu de se raccourcir. A tout instant, il semble d'ailleurs que l'état d'humidité du béton influe sur ses dimensions linéaires.

Il paraît d'autre part résulter de l'expérience, que le retrait du béton dépend des contraintes auxquelles est soumis ce matériau.

En réalité, l'ensemble des phénomènes que l'on groupe habituellement sous le nom de retrait du béton sont encore incomplètement connus. Leur étude paraît offrir encore un vaste champ de recherches, dont l'intérêt n'a pas besoin d'être signalé davantage.

D'autre part, on n'est pas encore fixé avec certitude sur l'état du béton dans le corps d'un barrage. Il est néanmoins probable que l'eau de gâchage incluse dans la masse du béton ne disparaît que très lentement. Lorsque le barrage est en eau, la zone voisine du parement amont, en avant des drains, s'il en existe, ou la masse entière du béton, s'il n'existe pas de drains et si l'ouvrage n'a que de faibles

épaisseurs, doit même toujours rester humide. A certaines époques, le parement aval lui-même peut recevoir et absorber une certaine humidité sous les actions atmosphériques.

L'ingénieur rencontrera donc, en général, de grosses difficultés lorsqu'il s'agira de définir, à partir de l'état initial (correspondant à l'époque du clavage des arcs, s'il s'agit d'un barrage-voûte), le retrait qu'éprouvera ultérieurement le béton, indépendamment des variations de longueur de ce matériau sous l'effet des variations de température.

Il faut bien remarquer qu'un retrait de 0,0001 équivaut, du point de vue des variations de longueur du béton, à un abaissement de température d'environ 9°. Or, on a constaté sur des pièces peu épaisses des retraits beaucoup plus considérables.

L'observation directe des barrages, après leur mise en service, doit permettre d'arriver à des conclusions plus précises. Il serait d'un grand intérêt à cet égard que toutes les observations faites de divers côtés puissent être comparées et discutées.

5° *Efforts produits par les variations de longueur du matériau.*

Comme nous l'avons vu plus haut, les variations de longueur du matériau, si elles ne peuvent se produire librement en chaque point, donnent naissance à des efforts secondaires.

Des dispositions sont habituellement prises, en construction, pour limiter les effets des variations de température. On crée des joints de contraction, destinés à localiser les fissurations dues au retrait des bétons.

On peut, comme il est souvent pratiqué pour les barrages-voûtes, obturer ces joints de contraction lorsque la chaleur de prise s'est en grande partie dissipée et qu'une fraction du retrait du béton s'est produite. De la sorte, les efforts secondaires qui se produiront par la suite seront diminués.

Dans les barrages-gravité, on ne tient habituellement pas compte des efforts dûs aux variations de longueur du béton.

Par contre, dans les barrages à voûte unique et à voûtes multiples, on a souvent essayé d'en tenir compte. Cela paraît indispensable, car, dans ces ouvrages, ces efforts sont relativement considérables, et de nature à modifier de façon importante les efforts dûs aux pressions hydrostatiques.

On dispose de méthodes d'une application aisée permettant de calculer les efforts dûs aux variations de longueur du béton.

Ainsi que nous l'avons montré ailleurs (1), on arrive, par la théorie de l'élasticité, à des formules simples et rigoureuses permettant le calcul des efforts dûs à l'inégalité des températures des différentes fibres d'un arc.

Pratiquement, pour les arcs circulaires minces, on retombe sur la formule usuelle, qui n'est qu'approchée :

$$N = E\,(\delta - \delta_m)$$

E : module de Young ;

δ : dilatation unitaire, supposée uniforme, suivant une fibre circulaire de l'arc ;

δ_m : dilatation moyenne dans une section radiale de l'arc ;

N : effort normal dû à l'inégale répartition des températures.

Le raccourcissement Dl de la fibre moyenne, de longueur l, peut être pris égal sensiblement à $Dl = l\delta_m$.

C'est lui qui intervient, lorsqu'il s'agit de tenir compte des effets de l'encastrement des arcs.

6° *Interprétation des résultats donnés par les calculs dans le cas des barrages-voûtes.*

Il est bien connu que, lorsqu'on calcule un barrage-voûte par arcs indépendants, en se servant de la théorie de l'arc encastré, et en ne tenant compte que des pressions hydrostatiques, et non des variations de longueur du matériau, on trouve généralement que certains arcs subissent des efforts d'extension. Seuls, les arcs supérieurs, les plus minces et les plus ouverts, ne travaillent partout qu'à la compression.

Habituellement, on considère que la stabilité d'un ouvrage en maçonnerie n'est établi que si, en particulier, le calcul ne fait apparaître en aucune partie des efforts d'extension.

L'application de ce critérium paraît ici trop rigoureuse; elle conduirait à rejeter des ouvrages actuellement en service, dont la stabilité n'inspire aucun doute.

Aussi, dès 1918, dans un remarquable article (2), l'éminent ingénieur qu'était M. Resal n'a-t-il pas manqué de signaler cette difficulté. Il a été indiqué qu'elle pouvait être résolue, dans la plupart des cas, en considérant une voûte inscrite dans l'arc, tracée de ma-

(1) Voir notre article : *Sur les applications de la théorie de l'élasticité au calcul des voûtes circulaires non pesantes* (« Annales des Ponts et Chaussées », t. IV, 1926).

(2) Paru dans les « Annales des Ponts et Chaussées », 1918.

nière à ne subir partout que des efforts de compression, à l'exclusion de tout effort d'extension, sous l'effet des pressions hydrostatiques, et en admettant que cette voûte résiste seule à ces efforts, le restant de l'arc étant inactif. Cette voûte a été appelée voûte active.

Il est alors intéressant de s'assurer que les efforts de compression supportés par cette voûte restent partout dans les limites admissibles.

En passant, nous ferons observer que l'application de la théorie de l'arc épais, basée sur la théorie de l'élasticité, à laquelle ont travaillé MM. Caquot, Chamband et nous-mêmes, ne change pas de façon fondamentale la position de cette question.

Lorsqu'on veut, dans un calcul plus complet, serrer la réalité de plus près et faire intervenir, dans la détermination des contraintes, les variations de longueur du matériau, on se heurte à de nouvelles difficultés.

Même en admettant les hypothèses les plus vraisemblables sur les variations de température à l'intérieur du barrage, et sur les retraits des bétons, on obtient des efforts secondaires généralement importants, dont l'ordre de grandeur est le même que celui des efforts dûs aux pressions de l'eau et dont la répartition est toute différente. Les compressions maximums sont majorées, parfois de façon notable ; des efforts d'extension relativement importants apparaissent.

Or, très souvent, l'ouvrage calculé a des caractéristiques analogues à celles d'ouvrages existants, qui sont placés dans des conditions physiques comparables et qui se comportent bien.

Il faut donc examiner de plus près la question, et tâcher d'arriver à des critériums de stabilité plus adéquats à la réalité.

Remarquons tout d'abord que les difficultés que nous rencontrons ne sont pas propres aux barrages-voûtes. Elles se rencontrent pour toutes les voûtes, quelles qu'elles soient, comme les voûtes de pont et même dans beaucoup d'autres ouvrages en maçonnerie, comme les constructions hyperstatiques en béton armé.

Nous croyons intéressant de citer à cet égard le début d'un récent article de l'éminent ingénieur qu'est M. Freyssinet (1) :

« Jusqu'à une date très récente, il a été universellement admis comme base de tous les calculs, que les variations de volume du

(1) *Principes d'une théorie du retrait du béton* (« Annales des Ponts et Chaussées », 1932, III).

béton par retrait, dilatation thermique et changement d'état élastique étaient des phénomènes entièrement indépendants.

Dans la pratique, cependant, cette hypothèse conduit à des conséquences d'une telle absurdité que le calcul des effets du retrait et des changements de température n'est jamais fait en pleine sincérité, quand il n'est pas tout simplement passé sous silence. »

Plus loin, M. Freyssinet explique que les mesures qu'il a faites à l'occasion du pont de Plougastel lui ont fait apparaître clairement le fait capital d'un lien étroit entre le retrait et les contraintes (2).

Il semble bien résulter des expériences de M. Freyssinet que le retrait d'un béton, dans une construction hyperstatique, diffère du retrait d'un bloc supposé soustrait à toute liaison et à tout effort extérieur. La différence est dans un sens tel que les efforts secondaires dûs au retrait se trouvent diminués.

D'autre part, le coefficient d'élasticité ou module de Young E des bétons et des mortiers ne paraît pas avoir la même valeur, suivant que les charges extérieures sont appliquées brusquement ou progressivement, ou suivant que les conditions physiques génératrices d'efforts varient rapidement ou lentement. Dans le cas de charges progressives, le coefficient d'élasticité paraît inférieur aux valeurs habituellement admises, qui résultent d'expériences où les efforts sont brusquement appliqués. Le coefficient d'élasticité est peut être moindre également pour un béton humide que pour un béton sec.

On sait, d'autre part, que lors des essais d'un pont en béton armé, les déformations n'atteignent leurs maxima en général qu'un certain temps après l'application des charges. Une partie des déformations subsiste d'ailleurs, d'autant plus grande que les charges ont été appliquées plus longtemps. En d'autres termes, et cela est corroboré par des essais de laboratoire, les déformations comportent une partie permanente.

Il résulte, en définitive, de l'ensemble de ces propriétés du béton une certaine adaptation de l'ouvrage aux charges qu'il apporte, et une réduction des contraintes, spécialement des efforts secondaires dûs aux liaisons d'encastrement, et à l'action du retrait et des variations de température interne.

Dans l'état actuel de nos connaissances, il paraît d'ailleurs malaisé de traduire en chiffres précis les considérations purement qualitatives qui précèdent et qui s'appliquent plus spécialement aux ou-

(2) Nous signalerons en passant qu'après avoir signalé l'extrême complexité des phénomènes de retrait, M. Freyssinet expose les grandes lignes d'une théorie, basée sur les lois de la capillarité, qui lui paraît de nature à constituer un guide théorique dans l'étude du retrait.

vrages en béton. Peut-être, néanmoins, le rapprochement des études exécutées dans les divers pays sur cette question permettrait-il déjà d'arriver à des approximations intéressantes.

En tous cas, on est fondé à estimer que les calculs exécutés par les méthodes nouvelles conduisent certainement à des taux de contrainte trop défavorables.

On peut également aborder la question de la stabilité des barrages-voûtes d'un autre point de vue, et se demander si, même en acceptant les méthodes de calcul habituelles, il n'y a pas lieu de réformer les critériums de stabilité, auxquels on soumet les résultats des calculs.

Nous estimons qu'on peut arriver, dans cette voie, à des conclusions d'un grand intérêt pratique.

Tout d'abord, les bétons, et même les maçonneries bien faites, sont capables, comme les essais le démontrent, de résister à des efforts d'extension, faibles (10 à 20 kgs/cm² ou davantage suivant le cas). De légères extensions locales sont donc admissibles.

En second lieu, des fissurations locales ne compromettent pas, obligatoirement, la stabilité d'un barrage-voûte.

En rendant inactives certaines parties de l'ouvrage au point de vue de la génération et de la transmission des efforts, ces fissurations peuvent même améliorer la répartition générale des efforts. C'est ce qui avait conduit M. Résal à la notion de voûtes actives, dont nous avons déjà parlé.

Cette notion présente un intérêt plus grand encore, lorsqu'on veut tenir compte des variations de longueur du béton dans la détermination des efforts. En effet, considérons par exemple un arc d'un barrage-voûte, qui est en charge au moment des plus grands froids.

Les fibres d'intrados subissent une contraction importante ; elles seront souvent soumises en certains points à des efforts d'extension, comme le montrera le calcul complet de l'arc.

Supprimons ces fibres ; elles ne joueront plus que le rôle d'un matelas de protection de l'arc contre les variations thermiques. Elles n'interviendront plus, par leurs contractions, dans la génération des efforts. Le régime des contraintes sera amélioré. Il le sera encore du fait que l'arc restant ou voûte active sera plus mince, donc plus souple, et que les réactions d'encastrement seront moindres.

En définitive, on sera amené à considérer la stabilité d'un arc comme démontrée si on peut toujours, dans les différentes conditions physiques où cet arc sera placé, y inscrire une voûte active où

les taux des contraintes sont partout admissibles, compte tenu de toutes les causes génératrices d'efforts, y compris celles que nous avons appelées les conditions physiques.

Nous avons eu l'occasion d'appliquer cette méthode à la vérification de la stabilité de plusieurs barrages-voûtes en construction, dont les dispositions paraissent rationnelles, par comparaison avec des ouvrages déjà existants, placés dans des conditions semblables.

Nous pouvons énoncer, en gros, comme il suit, les conclusions de ces calculs.

L'épaisseur des arcs d'un barrage-voûte était déterminée de façon que le taux moyen de compression ne dépassât pas une valeur T (1), qui représente 1/8 ou 1/10 de la résistance à la rupture du matériau.

On a trouvé, par la méthode de calcul de l'arc encastré, en ne tenant compte que des pressions de l'eau, des compressions maxima de l'ordre de 2 T, sans faire appel à la notion de voûte active.

Lorsqu'on a fait intervenir les effets des contractions ou dilatations du béton, on a été obligé de considérer des voûtes actives, où le taux moyen de compression et la compression maximum étaient plus grands. Néanmoins, la compressions maximum n'excédait pas, pour les ouvrages que nous avons étudié, 3 T à 3,5 T (2). Elle ne représenterait encore qu'une fraction de l'ordre de 30 à 40 % de la résistance à la rupture du matériau.

Nous indiquerons que nos calculs avaient été conduits en admettant pour E la valeur de 2×10 kgs/cm², qui est peut-être trop forte, pour les raisons que nous avons indiquées plus haut.

Nous pensons que l'application du critérium de stabilité que nous venons de définir est de nature à conduire à des conclusions intéressantes. Il permet d'apprécier dans quelle mesure les efforts secondaires dûs à l'encastrement des arcs et aux conditions physiques viennent influer sur la stabilité des ouvrages. Il permet également de réserver la marge de sécurité nécessaire tout en élargissant les critériums ordinairement adoptés.

---

(1) Dans notre pays, T est généralement de l'ordre de 20 à 25 kgs/cm².

(2) On avait admis que le mode d'exécution des ouvrages calculés permettait de négliger le retrait du béton après clavage des arcs.

RESUME

Dans une première partie, l'auteur du rapport expose des considérations d'ordre général sur la stabilité des ouvrages de génie civil.

L'ingénieur doit évaluer les conditions physiques dans lesquelles sera placé l'ouvrage, et étudier leur action d'après ce qu'il sait des propriétés des matériaux mis en œuvre. Aux difficultés rencontrées dans cette tâche, s'ajoutent les incertitudes pouvant résulter d'une exécution défectueuse, et de l'impossibilité pratique de faire des calculs de stabilité entièrement rigoureux.

C'est ce qui conduit à la règle habituellement suivie de faire travailler les matériaux assez loin de leurs limites de rupture.

Cette règle ne doit pas être suivie aveuglément. Le progrès technique consiste à évaluer avec plus d'exactitude les conditions réelles de travail des ouvrages, de façon à arriver à une meilleure utilisation de la matière, tout en ayant des garanties de stabilité plus complètes.

L'auteur est amené à rappeler que la stabilité d'un ouvrage est assurée, s'il peut supporter sans destruction les efforts dus aux charges et aux conditions physiques, généralement variables avec le temps, auxquels il est soumis.

Passant aux barrages, l'auteur examine les principaux facteurs physiques, externes et internes, qui s'exercent sur ces ouvrages, en dehors des charges de l'eau. Ce sont les retraits des bétons et les variations de température, qui se manifestent par des dilatations ou des contractions des matériaux.

Par des méthodes analytiques, il est possible d'étudier le refroidissement des bétons, la transmission des variations de température externes (eau ou air) dans la masse des barrages.

L'exactitude de ces méthodes est confirmée par les observations directes faites sur des ouvrages existants.

Une certaine incertitude règne encore sur les conditions dans lesquelles se produit le retrait des bétons d'un barrage. Cette question doit donc retenir l'attention des techniciens.

L'auteur donne ensuite des indications sur les méthodes de calcul qui permettent, pour les barrages-voûtes, de passer de la connaissance des contractions et des dilatations du matériau à la détermination des taux de travail.

Les résultats de ces calculs risquent de conduire à des conclu-

sions trop péjoratives au sujet de la stabilité des ouvrages, s'ils ne sont pas interprétés d'une façon convenable.

Certaines raisons conduisent à penser que les taux de travail obtenus par le calcul sont supérieurs aux taux de travail réels.

En effet, le retrait du béton n'est pas indépendant des efforts supportés, comme le suppose le calcul ; il se fait dans le sens d'une adaptation plus ou moins complète de l'ouvrage au régime d'efforts qu'il supporte. Les déformations permanentes favorisent également cette adaptation. Enfin, des fissurations locales sont admissibles, si elles laissent subsister une partie de l'arc capable de résister à elle seule aux efforts extérieurs.

On est ainsi amené à considérer la stabilité d'un arc comme démontrée si on peut toujours, dans les différentes conditions physiques où cet arc sera placé, y inscrire une voûte active où les taux de contrainte sont partout admissibles, compte tenu de toutes les causes génératrices d'efforts.

Ce critérium, plus large et plus général que les critériums habituellement suivis, permet une étude plus complète de la stabilité des barrages-voûtes. Il a été utilisé en France par l'auteur à la vérification de la stabilité de certains ouvrages.

SUMMARY

In the first section, the author of the report deals with points of a general nature concerning the stability of civil engineering works.

The engineer should estimate the physical conditions in which the work will be placed, and study their action according to what he knows of the properties of the materials employed. To the difficulties encountered in this task, are added the uncertainties that may arise from defective execution, and the practical impossibility of making absolutely rigorous calculations of stability.

It is this fact that has led to the rule habitually followed of placing a load on the materials allowing a fairly wide margin in ratio to their breaking limits.

This rule should not be blindly followed. Technical progress consists in estimating with more exactness the actual working conditions of dams, so that it is possible to make better use of the materials, whilst still having the most complete guarantees of stability ensured.

The author is led to repeat that the stability of a work is ensured, if it is able to support without destruction the strains caused by loads and other physical conditions, generally varying with the passage of time, to which it is subjected.

Going on to deal with dams, the author examines the principal external and internal physical factors operating on these works, apart from water loads. These are the concrete shrinkage and temperature variations, revealed by the dilatations or contractions of the materials.

By analytical methods, it is possible to study the cooling of concretes, the transmission of external (water or air) temperature variations in the mass of dams.

The accuracy of these methods is confirmed by direct observations made on existing works.

There is still some uncertainty with regard to the conditions under which the shrinkage of the concrete of a dam is produced. Technicians are therefore advised to give their attention to this question.

The author then gives indications of the methods of calculation whereby, for arch-dams, it is possible to advance from the know-

ledge of the contractions and dilatations of the materials to the determining of the load factors.

The results of these calculations are liable to lead to conclusions that increase the difficulties with regard to the stability of works, if they are not interpreted in a proper manner.

There are certain reasons that lead one to think that the load factors obtained by computation are greater than the actual load factors.

In fact, the shrinkage of the concrete is not independent of the strains supported, as is supposed by computation ; it lies in the direction of a more or less complete adaptation of the work to the working strains that it undergoes. Permanent deformations also assist this adaptation. Lastly, local cracks are allowable, provided that they leave a part of the arch capable of resisting external strains by itself.

In this way one is led to consider the stability of an arch as demonstrated, provided that it is always possible, under the different physicial conditions in which the arch will be placed, to set down an active arch where the constraint factors are allowable everywhere, whilst taking into account all the generating causes of strains.

This criterion, wider and more general than those usually followed, allows of a more complete study of the stability of arch-dams. It has been used in France by the author for checking the stability of certain works.

ZUSAMMENFASSUNG

In einem ersten Teile legt der Verfasser Betrachtungen allgemeiner Art über die Festigkeit von Ingenieur-Bauwerken nieder.

Der Ingenieur muss die natürlichen Bedingungen bewerten, in die das Bauwerk hineingestellt werden soll, und ihre Auswirkung studieren, dann erst seine Kenntnisse der zur Verwendung gelangenden Baustoffe. Zu den bei dieser Aufgabe gefundenen Schwierigkeiten tritt sodann die Ungewissheit, die sich aus einer mangelhaften Ausführung ergeben kann, sowie aus der praktischen Unmöglichkeit, völlig unumstössliche Festigkeits-Berechnungen durchzuführen.

Das führt dann zu der gewöhnlich befolgten Regel, die Baustoffe nur beträchtlich unterhalb ihrer Bruchfestigkeit zu beanspruchen.

Diese Regel darf nicht blindlings befolgt werden. Der Fortschritt der Technik besteht darin, die wirklichen Arbeitsbedingungen der Bauwerke mit grösserer Genauigkeit auszuwerten, um so zu einer besseren Ausnutzung der Baustoffe zu gelangen, gleichzeitig aber auch zur Sicherstellung vollkommener Festigkeit.

Das führt den Verfasser zu dem Hinweis, dass dis Festigkeit eines Bauwerkes dann gesichert ist, wenn es, ohne zerstört zu werden, die sich aus den ihm auferlegten Belastungen und anderen, im allgemeinen mit der Zeit wechselnden physikalischen Bedingungen ergebenden Beanspruchungen aushalten kann.

Zu den Staudämmen übergehend, untersucht der Verfasser dann die hauptsächlichsten natürlichen Gegebenheiten, äussere wie innere, die sich, abgesehen von der Belastung durch Wasser, an dem Bauwerk auswirken. Es sind das Schwinden des Betons und die Temperaturschwankungen, die sich durch Ausdehnung oder Schrumpfen der Baustoffe zu erkennen geben.

Mittels analytischer Rechnungsweisen kann man die Abkühlung des Betons, die Uebertragung äusserer Wärmeschwankungen (Luft oder Wasser) auf die Masse der Staudämme studieren.

Die Genauigkeit dieser Rechnungsweisen wird durch unmittelbare Beobachtungen bekräftigt, die an bestehenden Bauwerken angestellt wurden.

Eine gewisse Unsicherheit herrscht noch hinsichtlich der Bedingungen, unter denen sich das Schwinden des Betons in einem

Staudamm bewerkstelligt. Diese Frage muss daher die Aufmerksamkeit der Techniker weiterhin in Anspruch nehmen.

Im Folgenden gibt der Verfasser sodann Hinweise auf Rechnungsarten, die es bei aufgelösten Staudämmen gestatten, von bekannten Schrumpfungen und Ausdehnungen der Baustoffe zur Bestimmung des Arbeitssatzes überzugehen.

Die Ergebnisse dieser Rechnungsarten tragen die Gefahr in sich, zu allzu ungünstigen Schlüssen hinsichtlich der Standfestigkeit der Bauwerke zu führen, wenn sie nicht angemessen ausgelegt werden.

Gewisse Gründe führen zu dem Gedanken, dass die durch Rechnung erhaltenen Arbeitssätze höher sind als die wirklichen.

Tatsächlich ist das Schwinden des Betons nicht von der ausgehaltenen Beanspruchung unabhängig, wie die Rechnung das voraussetzt; es geht in dem Sinne vor sich, dass das Bauwerk sich mehr oder weniger vollständig dem von ihm aufzunehmenden Kräftespiel anpasst. Dauernde Formänderungen begünstigen in gleicher Weise diese Anpassung. Schliesslich sind örtliche Rissbildungen zulässig, falls sie einen Teil des Bogens bestehen lassen, der für sich allein imstande ist, den äusseren Kräften zu widerstehen.

Das führt dazu, die Festigkeit eines Bogens als erwiesen zu betrachten, wenn man unter allen natürlichen Bedingungen, denen der Boden unterworfen werden kann, stets einen Seilzug in ihn hineinzeichnen kann, der überall zulässige Spannungen ergibt, wobei allen kräfteerzeugenden Ursachen Rechnung getragen ist.

Diese Probe, umfassender und allgemeiner als die für gewöhnlich befolgten, gestattet eine vollständigere Festigkeitsuntersuchung aufgelöster Staudämme. Sie ist in Frankreich vom Verfasser beim Nachweis der Standfestigkeit bestimmter Bauwerke angewendet.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 11

NATIONAL REPORT OF JAPAN
FOR INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS

On the Effect of Internal Temperature and Deformation of a Gravity Dam

By EIICHIRO ISHII, Chief Civil Engineer,
Nippon Electric Power Company, Limited, Japan

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

CONTENTS

Page

Introduction 131

Article I. Internal Temperature 132
Section 1. The Komaki Dam 132
Section 2. The Equipment and Method of Temperature Measurement 134
Section 3. Temperature Rise in Concrete Setting 135
Section 4. Duration of High Temperature Maintenance by Heat Generated in Concrete Setting 141
Section 5. Seasonal Variations of Internal Temperature 142

Section 6. Internal Temperature Ranges of the Dam 149
Section 7. Diffusivity and Thermal Conductivity of Concrete 150

Article II. The effect of Internal Temperature and Deformation .. 151

Section 1. The Opening of Contraction Joints and a Coefficient of Expansion of Concrete 151
Section 2. Cracks 155
Section 3. Deformation 156
Section 4. Effect of the Internal Temperature of Dam Body to the Strength of Concrete 157

Article III. Some Suggestions on the Concrete Gravity Dam 158

Section 1. On Design 158
Section 2. On Installation Work 159
Section 3. On Inspection and Maintenance 161

INTRODUCTION.

High concrete dams in Japan were installed formerly in connection with water supply works, but with the recent development of electric power industry they have shown an advancement of a high degree and at the present time there are about thirty of such concrete dams, not less than 25 meters in height.

The Komaki Dam herein described is the latest and largest one of all now existing in this country. The dam was designed and built by the Shogawa Hydro-Electric Power Company, a subsidiary of the Nippon Electric Power Company, for the development of the Komaki Plant of 72,000 kw capacity on the Sho river under the supervision of the author of this paper. The construction of the dam was started in April, 1925. In the course of the work, however, a problem regarding the fish way came up and also a suit by a lumber company was brought before the court and owing to these complications the plant could not be placed in operation until November, 1930.

In the dam a number of thermometers were imbedded in order to examine the temperature rise of concrete during setting and to see the influences of the changes of the atmospheric and water temperatures to the inner parts of the dam after having the reservoir flooded and thereby to obtain better knowledge for the inspection and maintenance of the dam and also in the hope of furnishing suggestions to the future design and construction of dams.

The author therefore wishes to describe in this paper the records obtained with the dam and furnish some suggestions on the design and construction of dams in future.

ARTICLE I. INTERNAL TEMPERATURE.

Section 1. The Komaki Dam.

The Komaki Dam is located on the Sho river which flows into the Japan Sea in the central part of the Main Island of Japan. The dam stands over 260 feet above a rock bed, with a width of 216 feet at base. It is an arched gravity type concrete dam and its foundation bed consists of hard and strong tuff breccia (see Fig. 1).

The dam was designed as having a weight of 145 lb. per cu. ft., with silt piled up to the mouths of sand sluices and for a seismic force equivalent to the resultant intensity of 15 % of gravity toward downstream and 7,5 % toward upstream, and so as to withstand a triangular uplift force of 1/3 of the static head at the heel and zero at the toe. Should the seismic force be disregarded, it would also withstand an uplift force of 2/3 of the static head at the heel, and if both the seismic force and the silt pressure were not considered, it would withstand an uplift force of nearly 100 % of the static head at the heel.

The total volume of concrete used for the dam amounted to about 400,000 cubic yards of 4 different specifications, A, B, C and D as shown in Table 1 and Fig. 1, as required in consideration of internal stress, perviousity of water and erosion of concrete.

Class	Proportion in Concrete	
	Cement in M³ of concrete	Sand and Gravel by volume
A	300 kg.	1 : 2
B	270 »	»
C	240 »	»
D	210 »	»

Table 1. — Class of Concrete.

The cement used for the concrete of the dam proper was the Asano Portland cement and for filling the diversion canal and culverts the Asano Verro cement was used. The sand and gravel were obtained from the Sho river and they were of a high quality of granite and andesite. The maximum size of gravel was specified as 3 inches, but in the actuel work 5 inch size was in the mixture to a certain extent.

In the preparation of concrete 4 sets of the drum type mixer of one cu. yard capacity were used. Placing of concrete was done by means of the chute system. The slump of concrete was specified as 10 cm., but in the actual execution it was largely from 10 to 15 cm. The water-cement ratio by weight was maintained at from 70 to 85 % in consideration of water content in the sand. Test pieces, 20

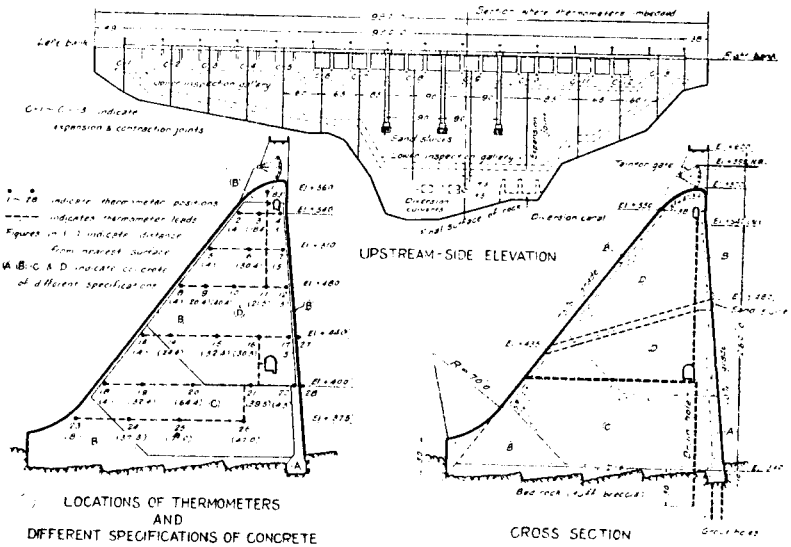


FIG I THE KOMAKI DAM

cm. dia. and 40 cm. high, were made of the concrete from time to time and tested after having them exposed on site. The results of the tests are as shown in Table 2. Despite such poor curing condition they showed in one year a compressive strength of about 150 kg/cm², equivalent to having a factor of safety of 7 against the maximum stress in the dam, which is 20 ton/ft² (21,5 kg/cm²) at toe.

Age	Compressive Strength kg./cm².												
	4 Weeks			13 Weeks			26 Weeks			52 Weeks			No. of test pieces
Class	Max.	Min.	Mean	Max.	Min.	Mean	Max.	Min.	Mean	Max.	Min.	Mean	
A	145	122	134	190	171	179	197	186	192	—	—	—	9
B	128	65	97	182	92	128	190	108	151	205	115	162	228
C	122	60	87	175	71	113	178	105	131	200	109	146	108
D	131	63	84	138	78	108	197	94	136	204	98	156	216

Table 2. — Test Results of Concrete Specimen on Site.

In addition to the above, pieces were taken off the dam body itself and tested. The test showed that the strength of such pieces was far greater than the results shown in Table 2. The strength of Class B concrete at the end of one year was 220 kg./cm.² in average.

On the 10th day of September 1930, the diversion canal was closed and filled. On the 21st day of same month the diversion culverts were closed and the flooding was commenced and it was completed at the end of the following month. The changes and variations of the water level in the reservoir during and after flooding are shown in Fig. 2.

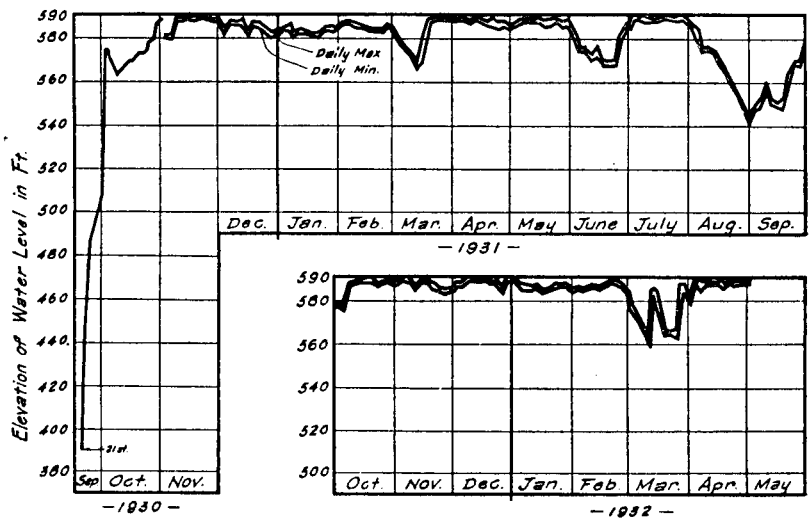


Fig. 2. — Variations of water level of the Komaki Reservoir.

Section 2. — The Equipment and Method of Temperature Measurement.

The number of thermometers used in the internal temperature measurement of the dam was 28 in all. All of them were the electrical resistance type made by Hartmann und Braun, Germany. The thermometer consisted of a platinum wire coil wound on a mica plate and the leads, all covered with lead. The thermometer coils were imbedded bare in the concrete and the leads were connected to the indicators installed in the inspection gallery through 3/4 inch wrought iron tubes placed in the concrete.

Of the 28 thermometers, 26 were imbedded in the concrete and the remaining 2, which were delayed in delivery from the maker, were utilized for measuring the water temperature by placing outside the concrete on the upstream side (see Fig. 1).

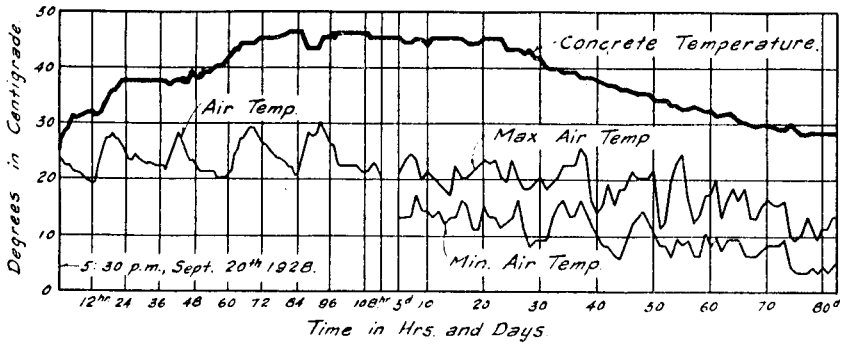
There were 3 indicators and one for thermometers Nos. 1-12 was installed in the upper inspection gallery and the remaining 2 for thermometers Nos. 13-28 in the lower inspection gallery. The scale of each indicator was from-10 to 40 deg. C.

The measurement of temperature should in principle be begun simultaneously with the imbedment of thermometers, but in the actual practice it accompanied various difficulties and all the thermometers, except 6 mentioned below, were delayed in taking readings. The readings were taken at noon daily, but 6 thermometers Nos. 1, 2, 3, 4, 16 and 17, the readings of which could be commenced simultaneously with imbedding, were read every hour for several days in order to record the temperature changes during the early period. After flooding the reservoir, the readings of those which showed less changes were taken once a week.

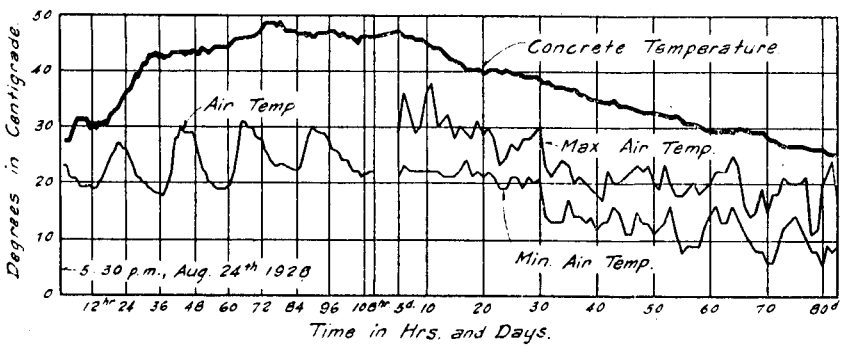
Inasmuch as the maximum scale of the indicator was at 40 deg. C., during the early period it was out of scale quite often. These out-of-scale temperatures were, however, determined by means of a Wheatstone bridge by referring to the curves showing the temperature-resistance relation, which had been obtained at the time of calibration of the indicators. The experience showed that for measuring the temperature rise in such a massive concrete body, accurate indicators having scale up to at least 60 or 70 deg. C. should be had. It also happened after having the reservoir flooded that the readings of thermemeters Nos. 7, 11, 17 and 23 had to be discontinued because of the insulation resistance becoming nil and also some of the indicators got often out of order possibly due to the moisture in the gallery. It is therefore advisable to make further study of the construction as well as the method of installation of the thermometers and indicators which are to be used in this sort of measurement.

Section 3. Temperature Rise in Concrete Setting.

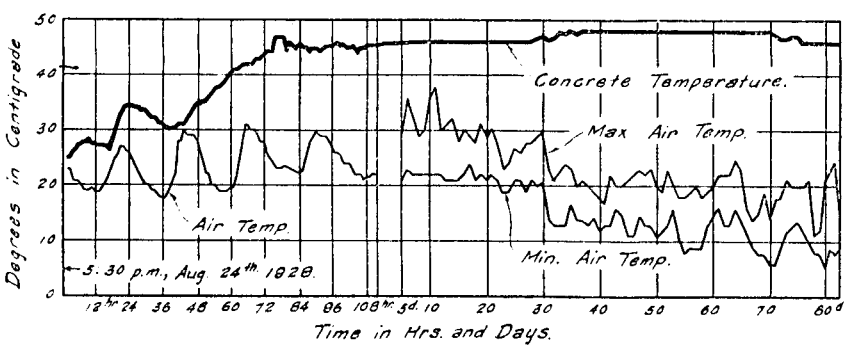
Hourly records of the temperature changes in concrete measured by thermometers Nos. 1, 2, 3, 4, 16 and 17 from the time of imbedding are shown in Fig. 3. In addition to that, the general tempe-



THERMOMETER NO. 1.

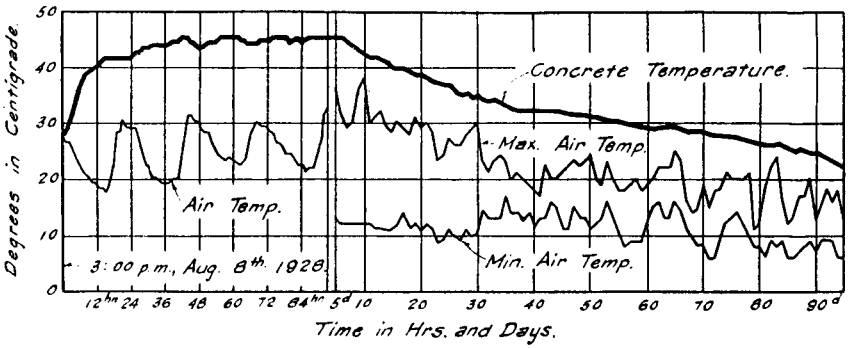


THERMOMETER NO. 2.

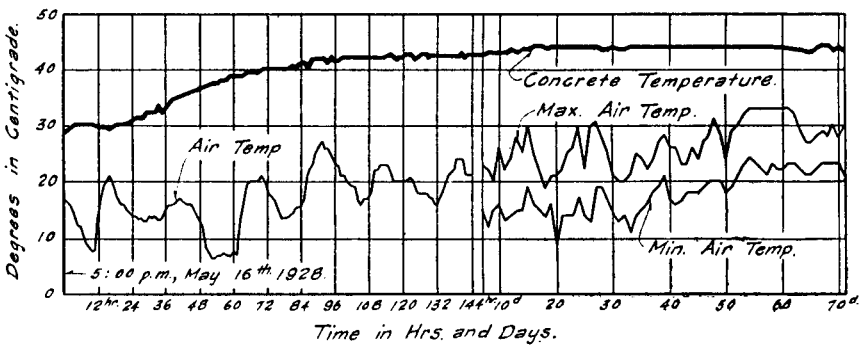


THERMOMETER NO. 3.

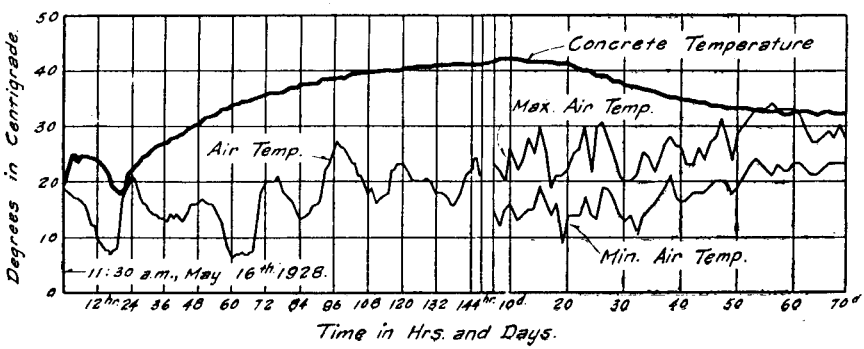
Fig. 3. — Temperature rise



THERMOMETER NO. 4.



THERMOMETER NO. 16.



THERMOMETER NO. 17.

due to setting of concrete.

rature changes during the concrete setting may be seen by the records of the other thermometers.

The records show that the temperature rise began simultaneously with the placing of concrete. It will be noted that the temperature rise during the first few hours was so great as that thermometer. No. 4 showed 10 degree rise within 4 hours. In general, however, the thermometers were imbedded in the evening after the completion of concrete placing work for the day in order to avoid confusion and the thermometers which were not placed deep enough in concrete were affected by the atmospheric temperature to some extent during the night. This fact is noticeable in the records of thermometers Nos. 1, 2, 3, 16 and 17. Thus, the temperature generally rose to the maximum in two or three days after the placing of concrete, except thermometer No. 4 which reached the maximum in 36 hours.

It appears that higher the atmospheric temperature was, quickre the temperature rise in concrete was. That the curves show that the temperature rises measured by thermometers Nos. 1 to 4 were more rapid compared to those by thermometers Nos. 16 and 17 proves this fact. It may be taken as that the temperature in the concrete had reached about its maximum in 48 hours from the time of placing. Even though there might have been some rise in temperature after that, it was very slow and small. Greater the distance of the measured spot was from the surface of the concrete body, greater the time was required for reaching its maximum temperature, but as the change of temperature was very slow, it was not possible in some cases to determine the exact time of the actual maximum temperature. The maximum of the temperatures measured was 55 deg. C. by thermometer No. 6 and the others ranged from 40 to 50 deg. C.

The temperature rise may depend upon various factors, such as the natures of cement and aggregates, the proportion of the mixtures and water, the distance of measured spot from the surface of concrete body and the atmospheric conditions during and after concrete placing. In the Komaki Dam it seems as that it was much more affected by the atmospheric conditions existed for some time after the placing of concrete than any other condition. In order to compare the temperature rise with the distance from the surface (the distance from the working joint surface in case the concrete placing was intermitted), the data were plotted for 13 thermometer readings, the maximum of which were known, out of thermometers Nos. 1 to 17 where concrete was placed with less intermissions in comparison with the other parts. As the base temperature any of the atmos-

pheric temperature as that at the time of concrete placing, the maximum or the average of the day, or the average of several days or several weeks after placing concrete may be taken, but in the case under review the curves based on the average temperature of ten to fifteen days after placing concrete were more regular as shown in Table 3 and Fig. 4. For those at the distance of 4 or 5 feet from the surface, however, 3 days average temperature was taken as the base because the maximum temperature was reached in 3 or 4 days after the placing of concrete.

The curve may be represented by an equation.

$$T = 30 - \frac{42}{2 + d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

in which

T : Temperature rise in deg. C. above 10 days' average atmospheric temperature after placing concrete (3 days average for the depth of 4 or 5 ft.).

d : Distance in ft. from the nearest surface.

The fact that the temperature rise above 10 or 15 days average was more regular than with the atmospheric temperature at the time or of the day as the base of the work, which might deviate from the average temperature of several days of the period, is conceivable in consideration of concrete placing conditions, that is as a matter of fact concrete placing was not done continuously, but it was intermitted for the night, and also concrete placing was not done on the part through, but the fact is that concrete was placed a few feet high a day and the next placing was made on the following day or 2 or 3 days later. Therefore the atmospheric temperature of the first day would become less effective, subjected to the effect of the atmospheric temperature of several days following. This is fundamentally different from a small test piece tested for its temperature rise during setting under heat insulation. Therefore it is deemed that the temperatures of several days should be the base when the temperature rise of concrete on site is to be studied.

Examining the curve plotted, it will be seen that the temperature rise of concrete beyond a certain depth is about the same, that is about 30 deg. C. The curve is for Class D concrete containing 210 kg. of cement per cubic meter, but should concrete contain 300 or 350 kg. or cement, the degree of temperature rise might have been different. Yet, judging from the temperature rise measured by thermometer No. 17 for Class B concrete containing 270 kg. of cement and thermometer No. 13 for Class C concrete containing 240 kg. of

THERMOMETER No.	1	2	3	4	6	9	10	11	13	14	15	16	17	REMARKS
			*	*										
Distance from surface in ft. ..	8.3	4.0	4.0	2.0	30.4	20.4	40.4	21.5	4.0	24.4	52.4	30.5	5.0	* Distance from working joint.
Max. temperature in deg. C.	46.0	48.5	48.0	45.0	55.0	48.0	49.0	48.0	43.0	45.0	45.5	44.0	42.0	
Initial temperature in deg. C. ..	23.0	25.0	25.0	27.0	24.0	—	—	—	—	—	—	17.0	19.0	
Temperature rise above Initial temperature ..	23.0	23.5	23.0	18.0	31.0	—	—	—	—	—	—	27.0	23.0	
Max. air temperature of the day	26.0	29.0	29.0	27.0	28.0	31.0	21.0	21.0	25.0	25.0	20.0	22.0	22.0	
Temperature rise above Max. temperature	20.0	19.5	19.0	18.0	27.0	17.0	28.0	27.0	18.0	20.0	25.5	22.0	20.0	
Average air temperature of the day	23.0	24.0	24.0	23.0	25.5	25.0	17.5	17.5	21.5	21.5	17.0	17.5	17.5	
Temperature rise above average temperature ...	23.0	24.5	24.0	22.0	29.5	23.0	31.5	30.5	21.5	23.5	28.5	26.5	24.5	
3 day's average air Temp. after concrete placing	23.5	24.7	24.7	25.7	26.0	23.5	17.0	17.0	20.0	20.0	19.7	14.8	14.8	
Temp. rise above 3 day's average air temperature	22.5	23.8	23.3	19.3	29.0	24.5	32.0	31.0	23.0	25.0	25.8	29.2	27.2	
10 day's average air temperature after contrete placing	20.8	26.3	26.3	26,5	26.0	19.8	19.6	19.6	17.7	17.7	16 5	15.5	16.5	
Temp. rise above 10 day's average														

cement per cubic meter respectively, the temperature rise of concrete containing an ordinary percentage of Portland cement as for such work as under review may be taken as about 30 deg. C.

If the specific heat of concrete is taken as 0.2, then with the actual specific gravity of 2.37 of concrete of the Komaki Dam, the total heat stored in the concrete per cubic meter should have amounted to $30 \times 0.2 \times 2.37 \times 10^6 = 1.4 \times 10^7$ calories.

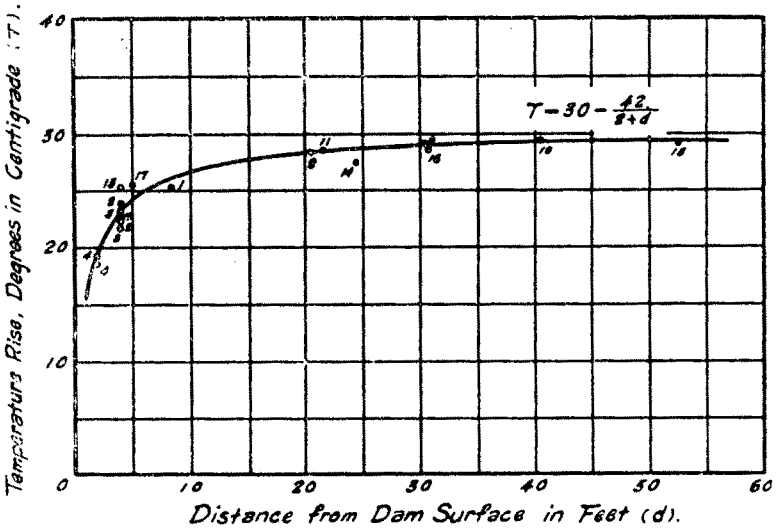


Fig. 4. — Temperature rise of concrete after placing above mean air temperature of successive 10 days for d>4 ft. and of successive 3 days for d<4 ft.
Remarks : ° indicates temperature rise of concrete after placing above mean air temperature of successive 10 days for d<4 ft.

Section 4. Duration of High Temperature Maintenance by Heat Generated in Concrete Setting

As the obtained records show, the temperature of concrete rises rapidly in about first two days and remains constant for several days and then begins to fall gradually, and this maintenance of high temperature lasts longer as the spot is deeper from the surface. Curves were plotted with the readings taken by thermometers Nos. 1, 3, 6, 10 and 15 which were located on about the vertical bisect line of the dam cross-section in order to show the relation between the distance from surface and the number of days during which high temperatures were maintained. The number of days of high temperatures was much affected by the atmospheric temperature of quite a long duration due to partial placing of concrete. Quite regular

curves were obtained by plotting the durations of temperature exceeding by certain degrees the average atmospheric temperature of two months as shown in Fig. 5.

After placing concrete, the concrete temperature was influenced by the atmospheric temperature when the location of the thermometer was not deep enough and again the atmospheric temperature gave effect on the heat dissipation of concrete placed on next. In a

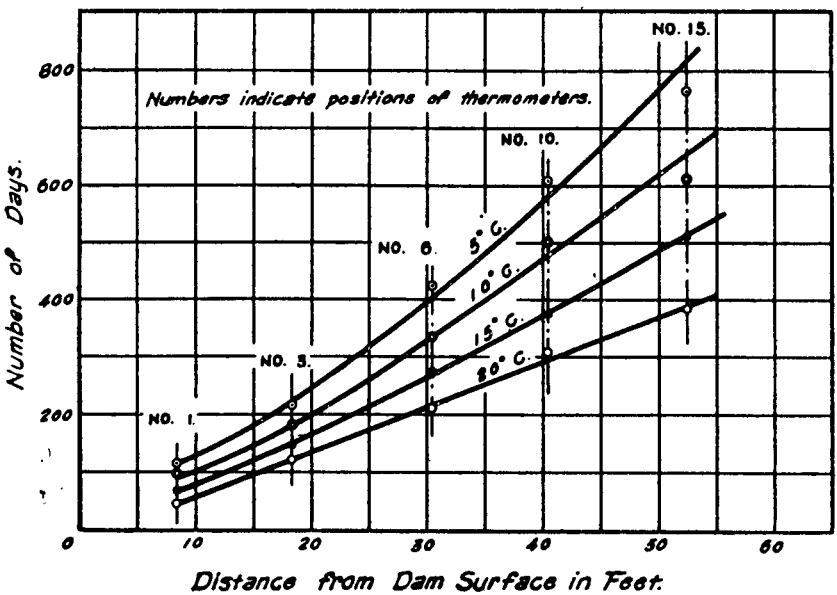


Fig. 5. — Number of days during which concrete maintained temperatures higher by 5°, 10°, 15° and 20° C. above the mean air temperature of 60 days after placing at inner parts of the Komaki Dam.

spot as far as 50 or 60 feet from the surface of the dam body a temperature 20 deg. C higher than at the time of placing concrete was maintained for about one year. What effect this high temperature maintenance inside of the concrete body would bring to concrete is a big problem which must be studied seriously.

Section 5. Seasonal Variations of Internal Temperature.

The monthly averages of variations of the atmospheric temperature as well as the internal temperature of concrete are shown in

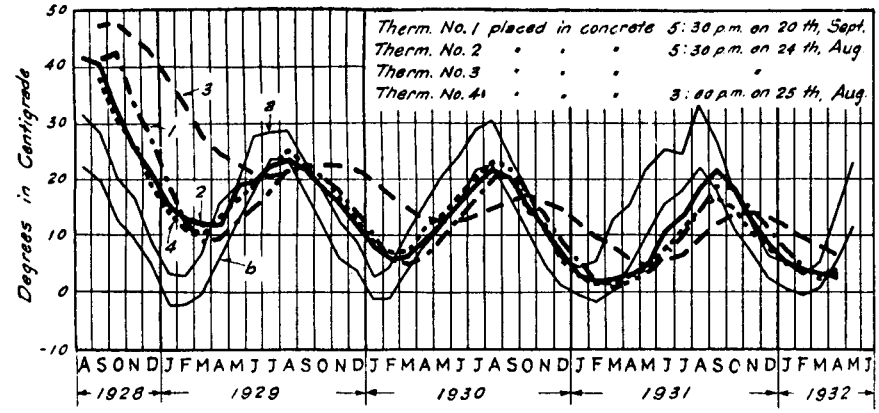
Fig. 6. The fact that 9 thermometers, Nos. 18 to 26, showed big changes of the concrete temperature by seasons before the reservoir was filled rather than by the difference of concrete depth was due to better air circulation being located near the diversion culverts. It was also noted that after flooding the reservoir the temperature rise on these spots were abnormally big, in spite of cold weather then existed, due to the concrete filling of the diversion canal and culverts. The temperature of this filling concrete itself was unfortunately failed of recording, but as the Asano Verro cement was used in this work, it is imaginable that there was a sudden temperature rise of more than 40 deg. C. As a matter of fact, when the concrete filling of the upstream side of the diversion canal was half done, the air temperature inside the canal showed 38 deg. C. at maximum and 33 deg. C. at minimum against 21 and 13 deg. C. of the atmospheric temperature respectively on September 22, 1930.

Judging from the above fact, it is conceivable that the temperature of the concrete had risen to 50 deg. C. or even as high as to 60 deg. C. Thermometers No. 13 and No. 17 indicated that, in spite of the fact that the atmospheric temperature during the winter after flooding the reservoir was lower than that during the winter before, the internal temperature was just opposite. This tells us the extensiveness of the propagation of heat generated by the concrete filled as far as 50 feet away.

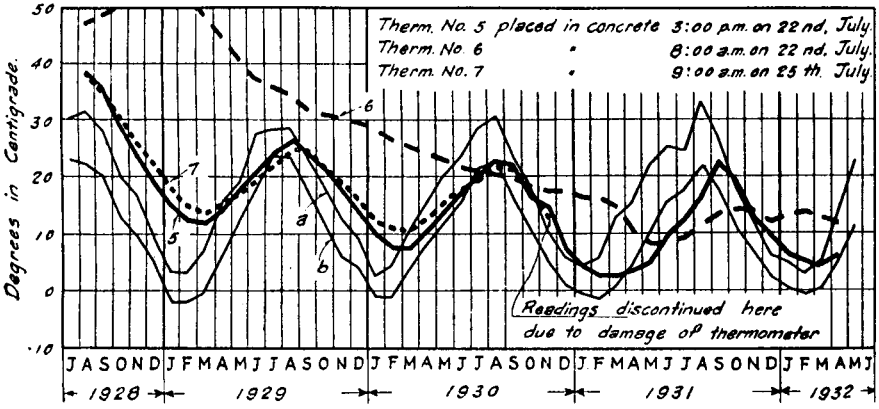
Section 6. Internal Temperature Ranges of the Dam.

It seems to be yet premature to discuss the seasonal changes of the internal temperature of the dam body, although 4 years' records from the fall of 1927 to the spring of 1932 have already been obtained, because only one year and a half have elapsed since flooding the reservoir in addition to the fact that the effect of heat generated by the concrete filling of the diversion canal and culverts upon the lower half of the dam body is still apparent. But it may be discussed of the internal temperature ranges of the dam body by the comparatively recent record of the measuring points of Nos. 1 to 17 which are less affected by such heat.

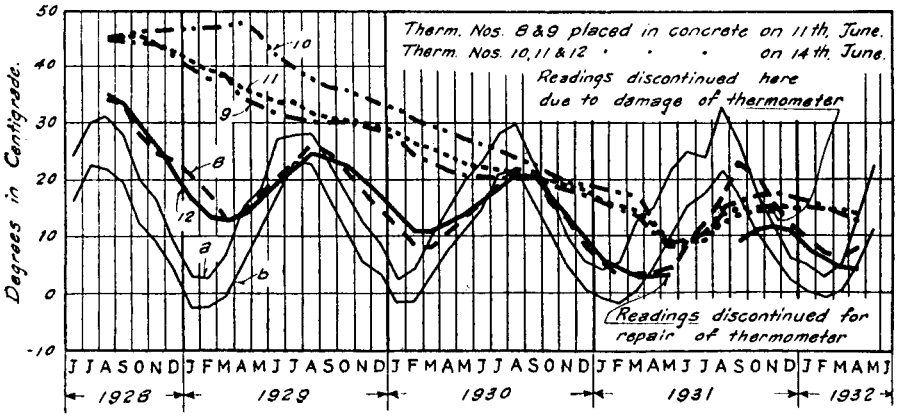
Considered as affected by the atmospheric temperature on the downstream side, the differences of the maximum and minimum temperatures during the summer of 1931 and those during the following winter as recorded by the 10 measuring points, namely Nos.



THERMOMETERS NOS. 1 – 4.

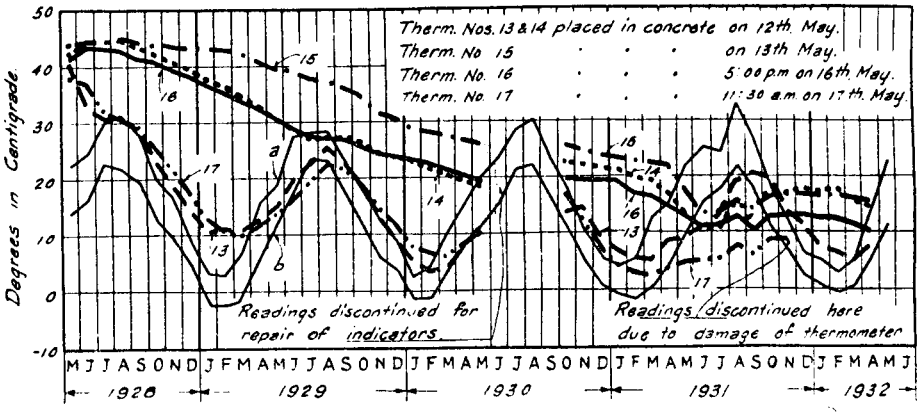


THERMOMETERS NOS. 5 – 7.

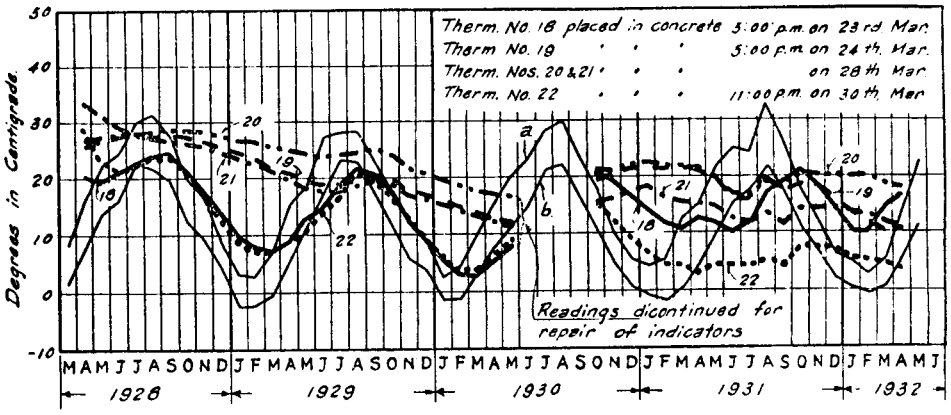


THERMOMETERS NOS. 8 – 12.

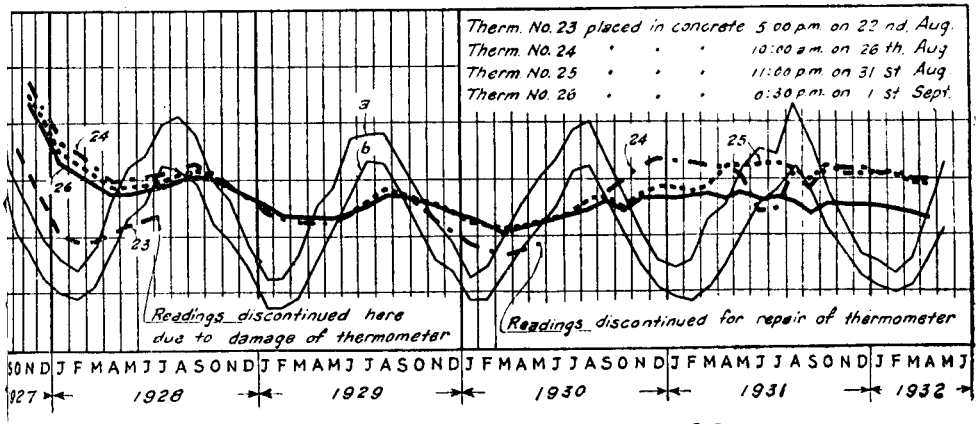
Fig. 6. — Temperature variations



THERMOMETERS NOS. 13 - 17.



THERMOMETERS NOS. 18 - 22.



THERMOMETERS NOS. 23 - 26.

of the Komaki Dam.

2, 3, 5, 6, 8, 9, 10, 13, 14 and 15, against the distances of the points from the surface of the dam body have been plotted as shown in Fig. 7, and thereby the followng equation has been obtained :

$$R' = 24.5\, e^{-0.07\, d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

in which

R' ——— Temperature range in deg. C. inside the dam body (depth not less than 4 feet).

e ——— Base of Naperian logarithms.

d ——— Distance in feet from surface.

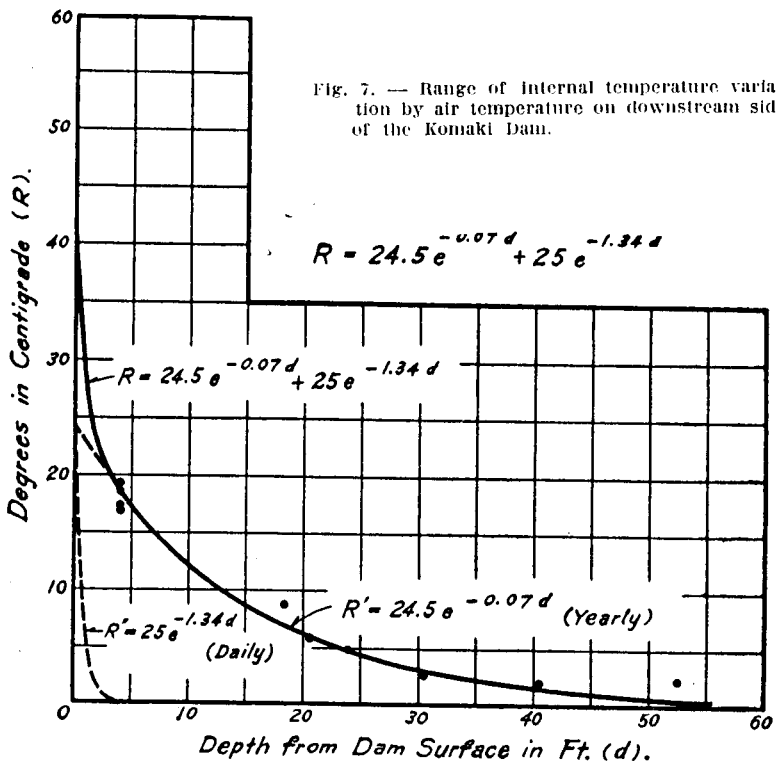


Fig. 7. — Range of internal temperature variation by air temperature on downstream side of the Komaki Dam.

The above equation conforms with the theory of heat conduction. We assume that the dam body is considered as a semi-infinite solid with its downstream side surface as its boundary, and the surface temperature is expressed in a harmonic function of time t:

$$V_{x=0} = A' \cos(\omega t - \varepsilon)$$

If time elapse was so allowed that the effect of initial temperature of the solid could be disregarded, the temperature of a point at a distance of x from the surface would be:

$$V_x = A' e^{-\sqrt{\frac{\omega}{2k}}\, x} \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega}{2k}}\, x - \varepsilon\right)$$

in which k represents diffusivity of the body.

Consequently, the internal temperature range would be :

$$R' = 2\, A' e^{-\sqrt{\frac{\omega}{2k}}\, x}$$

Now, the curve representing the aforementioned equation of $R' = 24.5\, e^{-0.07\, d}$ was obtained by the values of actuel measurement the points deeper than 4 feet from the surface, and therefore a coefficient 24.5 should represent a range of the atmospheric temperature if the surface temperature of the body conforms with the atmospheric temperature. As will be seen by the curves plotted by average monthly maximum and minimum temperatures as shown in Fig. 6, the maximum temperature of 1931 was 26,5 deg. C. and the minimum of the following winter 1.5 deg. C. and the difference was 25 deg. C. which fairly agrees with the aforementioned coefficient.

The above fact also suggests us that the effect of daily atmospheric temperature changes does not go into farther than 4 feet from the surface. The effect of daily atmospheric temperature may also be considered as follows :

Although no thermometer was placed at a distance less than 4 feet from the surface and no temperature at such a point was recorded in the case of the Komaki Dam, as will be described in the next Section, if k = 0.01867 for diffusivity derived from the equation $R' = 24,\ e^{-0,07\, d}$ was used and the daily atmospheric temperature range be represented by A", then the daily internal temperature range would be :

$$R'' = A'' e^{-\sqrt{\frac{2\pi}{24 \times 3,600 \times 2 \times 0.01867}} \times \frac{100}{3.3}\, d}$$

in which d represents depth in feet.

And as d increases, R" will diminish rapidly.

Take an average range of the daily atmospheric temperature at the Komaki Dam at about 10 deg. C. and the temperature rise on the dam surface due to the sun rays at 15 deg. C., then the daily tempe-

rature range on the dam surface would be 25 deg. C. Now, shauld the temperature variation on the surface be represented by a cosine curve, a curve representing the following equation (3) would be obtained as shown in fig. 7 :

$$R'' = 25e^{-1.34d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

It shows that the surface temperature effect to the dam body vaniches nearly at the depth of 4 feet. Therefore the temperature range

Fig. 8-A Fig. 8-B

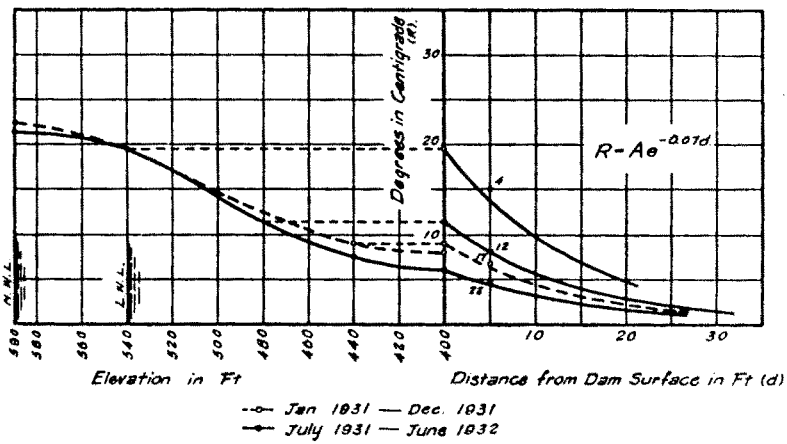


Fig. 8-A. — Range of water temperature variation of the Komaki reservoir during one year.
Fig. 8-B. — Range of temperature variation of upstraam side of the Komaki Dam during one year.

in the inner part of the Komaki Dam would be represented by a curve representing an equation,

$$R = 24.5e^{-0.07d} + 25e^{-1.34d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

The curve is very much similar to the curve obtained at the Kensico dam, representing an equation,

$$R = 26.7 - 6.8 \log_e d \text{ (in deg. C. and feet).} \quad \ldots\ldots (5)$$

but it is more or less different from those of other dams.

Next, in regard to the temperature range of the dam body in consideration of the effect of the water temperature of the reservoir, the thermometers Nos. 4, 12, 22 and some others, similar to those on the dovnstream side, show a range along the curve representing $R = A\,e^{-0.07d}$ as shown in Fig. 8. But those located farther from the upstream surface show apparent deviation from the curve. This is

probably due to the fact that the temperature range of water is different by the depth of water, and there is more or less effect of the atmospheric temperature from the downstream side, and also that the dam body should not be considered as a semi-infinite solid.

Now, let us consider the temperature variations in the inner part

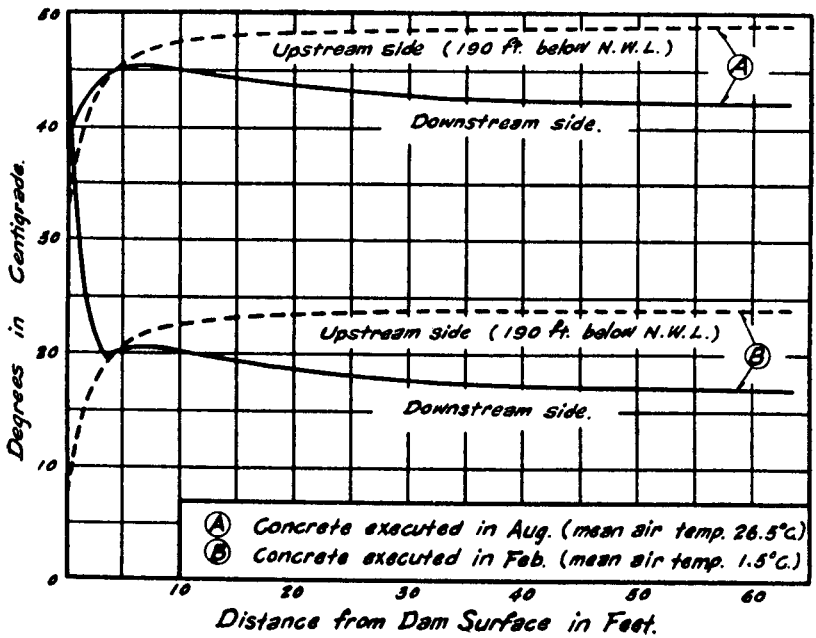


Fig. 9. — Range of temperature variations in dam body after execution.

of the dam taking the temperature rise due to the heat generated by concrete setting into consideration. This subject has an important bearing to the thermal stress of the dam body and subsequently to cracks and also to the opening of the contraction joints as well as the deformation of the dam.

As described before, the temperature rise of concrete due to setting would be $30 - \frac{42}{2+d}$ deg. C. above the atmospheric temperature at the time of placing and the maximum temperature after cooled down due to the effect of atmospheric temperature would be :

$$\frac{26.5 + 1.5}{2} + \frac{1}{2} \times 24.5e^{-0.07d} + (\frac{1}{2} \times 10 + 15)e^{-1.34d}$$

$$= 14 + 12.25e^{-0.07d} + 20e^{-1.34d}$$

and similarly the minimum temperature would be:

$$14 - 12.25e^{-0.07d} - 5e^{-1.34d}$$

The temperature on the water side would be more complex, but if the water temperature at an elevation of 400 feet (190 feet below flooded surface) be taken at 10 deg. C. at maximum and 4 deg. C. at minimum, the maximum and minimum temperatures would be :

$$7 \pm 3e^{0.07d}$$

Consequently, for the concrete placed in August under an average atmospheric temperature of 26.5 deg. C., if a curve is drawn by the values of difference between the temperature due to the temperature rise by setting or due to the atmospheric or water temperatures whichever the highest and the temperature due to the temperature of atmosphere or water whichever lower, a curve A will be obtained as shown in Fig. 9. A curve B in the same figure also shows the case when concrete was placed in February under an average temperature of 1.5 deg. C.

Closely examining the curves, it will be seen that in the case when concrete were placed in midsummer the internal part of the dam body would undergone as a whole a temperature change of 40 to 50 deg. C. and there would not be much difference in the temperature change throughout the dam body. On the other hand in the case when concrete were placed in winter there would have been a temperature change of only 15 to 25 deg. C. in every part of the dam body, except the portions one or two feet deep from the surface where somewhat larger variation should have been noticed.

It reveals that in consideration of cracks, deformations or other problems of a massive concrete body, the season of executing work has to be judged from an entirely different viewpoint than for a small body.

Section 7. Diffusivity and thermal Conductivity of Concrete.

From the results of the measurements as mentioned in the preceding pages the diffusivity of concrete may be known by the Angströms' method. But inasmuch as the internal temperature of the body is not yet sufficiently harmonized, it will be premature to determine the value. The following is, however, a calculation of the approximate value of diffusivity of concrete by a similar but a simpler method :

From the equation described in Section 6, that is :

$$R' = Ae^{-0.07d}$$

$$0.07 = \sqrt{\frac{\omega}{2k}} \times \frac{100}{3.3}$$

$$= \sqrt{\frac{2\pi}{365 \times 24 \times 3,600 \times 2k}} \times \frac{100}{3.3}$$

$$k = 0.01867$$

And assuming the specific heat of concrete to be 0.2, with a specific gravity of 2,37, the thermal conductivity of concrete K would be :

$$K = 0.01867 \times 0.2 \times 2.37$$
$$= 0.00885$$

ARTICLE II. THE EFFECT OF INTERNAL TEMPERATURE AND DEFORMATION.

Section I. — The Opening of Contraction Joints and a Coefficient of Expansion of Concrete.

Table 4 shows the records of the amount of opening of the contraction joints of the Komaki Dam measured by means of a thickness gauge. If the records taken at the top of overflow and the temperatures indicated by thermometer No. 1 located in that vicinity are compared :

Joint	C_6	C_7	C_8	C_9	C_{10}	C_{11}	C_{12}	Total in Ft.	Thermo. No. 1
Feb. 16, '30..	0.01492	0.01242	0.00992	0.00500	0.00667	0.01242	0.00525	0.06660	4.5° C.
Feb. 24, '30..	0.01492	0.01242	0.00742	0.00542	0.00825	0.01125	0.00525	0.06493	5.0 »
March 19, '32	0.02642	0.03633	0.00388	0.00288	0.00100	0.00125	0.00133	0.07309	2.2 »

Table 5. — Records of contraction joint opening.

In the above table the records 1 and 2 were taken in the same month, therefore considering as there was no contraction due to concrete setting, for a length of 540 feet from C_6 to C_{12} the contraction of the concrete would be :

$$0.06660 - 0.06493 = 0.00167 \text{ feet.}$$

Date of Measurement		Locations	Elevation, Ft.	C_1	C_2	C
1928	April 10.	Downstream surface	530	—	—	—
			525	—	—	—
			490	—	—	—
			480	—	—	—
			460	—	—	—
			400	—	—	—
		Inspection gallery	500	—	—	—
	April 19.	Downstream surface	528	0.00492	0.002	0.00192
			[illegible]	0.004	0.00175	0.0015
	April 28.	Lower inspection gallery	Downstream side	0.00133	0.00358	0.0045
			Upstream side	0.0015	0.00575	0.0045
1930	Feb. 16	Downstream surface	528	0.00492	0.0065	0.00425
			570	—	—	—
	Feb. 24.	Downstream surface	528	0.00525	0.00583	0.00375
			570	—	—	—
	March. 1	Upper inspection gallery		0.00583	0.00742	0.00742
		Lower inspection gallery		0.00583	0.00708	0.00492
1932	March. 19.	Bridge surface	600	0.00413	0.00533	0.00467
		Downstream surface	570	—	—	—
		Upstream surface	565	0.0005	0.00067	0.00133
		Downstream surface	528	—	0.00167	0.00229
		Upper inspection gallery		0.00238	0.00167	0.002
		Lower inspection gallery		—	0.00204	0.00413

Table 4. — Openings in

C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
—	—	—	—	—	—	—	0.005
0.00375	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.005
—	—	—	—	—	—	0,00575	—
—	—	—	—	—	—	0.005	—
—	—	—	—	—	0.00392	—	—
—	—	—	—	—	—	0.002	—
0.00208	—	—	—	—	—	—	—
0.00208	—	—	—	—	—	—	—
0.00375	—	—	—	0.0045	—	0,00383	0.004
0.0035	—	—	—	0.0035	—	0.00375	0.0045
—	—	—	—	—	—	—	0.00875
0.01492	0.01242	0.00992	0.005	0.00667	0.01242	0,00525	—
—	—	—	—	—	—	—	0.01125
0.01492	0.01242	0.00742	0.00542	0.00825	0.01125	0,00525	—
0.01392	0.01242	0.00742	0.01392	0.00683	0.00683	0,00683	0.00992
0.009	0.00583	0.00625	0.00625	—	0.0065	0.0065	0.00925
—	—	—	—	—	—	—	0.00304
0.02642	0.03633	0.00388	0.00288	0.001	0.00125	0.00133	—
0.02383	0.03825	0.00292	0.00125	0.0005	0.00067	0,00558	0.00275
—	—	—	—	—	—	—	0.00625
0.01492	0.03	0.004	0.00208	0.00125	0.00563	—	—
0.02983	0.02283	—	—	—	—	0.00583	0.00513

Joints of the Komaki Dam.

Therefore the expansion coefficient should be :

$$\frac{0.00167}{540 \times 0.5} = 0.0000062$$

After an elapse of two year's time, it is conceivable that the contraction due to concrete setting was somewhat large and at the same time there might have been expansion due to flooding the reservoir, but if such were disregarded, comparing records 1 and 3, and 2 and 3, the expansion coefficient would respectively be :

$$\frac{0.00649}{540 \times 2.3} = 0.0000052$$

and

$$\frac{0.00816}{540 \times 2.8} = 0.0000054$$

In each case the value ranges between 0.000005 and 0.000006 and they are 50 to 60 percent of the values for a small test piece of concrete. The setting of concrete accompanies contraction which would become larger as time elapses and the values as mentioned above would become smaller. It is conceivable that in the lower portion of the massive body there will not be as much temperature variation as at the top of the dam and further there will be certain time lag, and thereby the contraction of the top portion will be certain time lag, and thereby the contraction of the top portion will be oppressed or rather be placed under tension, though tension may disappear in the parts of hair cracks as will be described later. Anyhow, the records shown in Table 4 reveal to us varius interesting facts.

In Table 4 the opening of C_7 is the largest. In that vicinity both up - and - stream sides showed about 0.04 feet opening and in two years it increased 3 or 4 folds. The causes of such comparatively large opening are probably that in the river center adjacent to that particular portion, 4 foundation blocks form one solid body at the bottom and C_6 — C_7 block stands alone on steeply inclined rock bed and also that the concrete of that block was placed 50 feet high at once in summer, while such placing was never done for the other blocks. Therefore it is conceivable that the internal temeperature of that block rose as high as 55 deg. C. Such causes must have resulted in such a large opening in the joint.

Such a fact, namely a larger contraction of the portion of concrete which was placed during a high atmospheric temperature than those made during lower temperatures, is also seen in

other examples. In a measurement taken on March 19, 1932, in the upper inspection gallery the opening of contraction joints C_1-C_2-C_3, the work of which was done during the period from September to May of the following year, amounted to 0.00605 feet for a length of 170 feet of the dam, 0.000035 feet per 10 feet, while the opening of contraction joints C_7 to C_{11}, the work of which was done during the months of July and August showed 0.04296 feet for a length of 447.5 feet, 0.00009 feet per 10 feet. This was probably due to the difference of initial temperatures.

Another interesting fact is the expansion due to the pervasion of water into the upstream side surface. If the aggregate amount of opening of the contraction joints in the upper and lower inspection galleries before and after flooding the reservoir are compared, they are as shown in Table 6.

Time	Date	Upper Gallery C_1 to C_{11}	Lower Gallery C_2 to C_5
Before flooding	March 1, 1930	0.11185 ft.	0.02567 ft.
After flooding	March 19, 1932	0.08527 ft.	0.01017 ft.

Table 6. — Opening of Contraction Joint of Certain Blocks.

As you will see, the opening of the upstream side has shown a certain amount of decrease after flooding the reservoir. The fact that there was certain influence of heat produced by concrete setting before flooding is apparent by the records of thermometers. Therefore the contraction should have been larger after flooding, but the fact is contrary. The author considers that it was the result of expansion due to the pervasion of water.

Section 2. Cracks.

A few local hair cracks were noticed on the dam during the work and a few others after flooding the reservoir on the surface of the downstream side of the dam and also in the inspection galleries, but no others of special mention were discovered.

During the work, hair cracks were discovered on the downstream side of blocks C_6 — C_7 and C_{11} — C_{12} and on the contraction joint, but they were so slight as trials of filling them by grouting failed. These cracks were apparently due to the cooling down of high temperatures in the internal part of the dam. The exclusive

suffering of these two blocks with hair cracks are probably due to that both of the blocks are standing on an inclined rock bed and naturally are of irregular shapes and unbalanced contraction took place, and also that for block C_6-C_7 a large quantity of concrete was placed during summer.

After the completion of the work, vertical hair cracks were noted on the downstream surface of blocks C_6 to C_{11}. They were very slight and parallel to the contraction joint and would entail no effect to the stability of the dam, but it is not a phenomenon of pride by any means.

What these cracks teach us is that, although in the river center the four blocks were made solid up to an elevation of 400 feet and above that the contraction joints were placed spaced 90 feet apart, even in consideration of the internal heat alone, the contraction joints should have been made closer and down to the rock foundation.

Section 3. Deformation.

In the so-called deformations, deflection, crack, shrinkage, displacement, settlement, etc. must be counted. In the Komaki Dam, besides the inspections of the opening of contraction joints and cracks as heretofore described, the measurement of deflection was made. It would have been better if the trigonometric surveying was used in the measurement, but inasmuch as it was decided to take such measurement just before the start of flooding the reservoir, none of such preparation was possible.

In the measurement a Gurley's 5 inch transit was used and a point on the surface of the walk (600 feet elevation) was observed straight through. Thus, the method as well as the equipment of the measurement was so incomplete and it is probable that there was certain error in it. Moreover as this problem is still under investigation the data of the above measurement will not be published here in this paper, but this much may be said. That is that with the start of flooding the reservoir at the end of September, 1930 a deformation of the dam began to appear and gradually increased until about Apris, 1931. Thence up to September the progress of deformation more or less decreased due to the temperature rise in the internal part of the dam and the fall of the water level of the reservoir by drought during August. Since October the defor-

mation began to increase again, but the increment appeared smaller compared with the first winter after flooding the reservoir.

In the deformation, however, we must consider the deformation of the foundation bed itself, besides the shrinkage, elastic and plastic deformations of the dam proper. The deformation of the foundation bed may be caused by crevices sustained in the rock bed besides a simple elastic deformation, and it may be quite large by the nature of rock. Therefore it is important to give good consideration in deciding the location of the dam and the depth of excavation to this deformation of foundation in addition to the pervasion of water and bearing power of the bed rock.

Section 4. Effect of the Internal Temperature of dam Body to the Strength of Concrete.

In regard to the effect of the internal temperature of the dam body to the strength of concrete the author has not enough knowledge to give firm informations, but a few words may be said based on certain assumption.

First of all, the temperature rise in the setting of concrete, so long as the temperature is not too high, will facilitate hardening and increases the strength of concrete and also the high temperature inside will cause expansion of the body and the internal stress caused thereby tends to make the grain of concrete finer, favorable for increasing its strength. It appears as that a small test piece shows a higher initial strength when it is cured in a temperature as high as 60 or 70 deg. C. and a lower final strength than that cured in an ordinary temperature.

But it will be too hasty to draw a conclusion for the strength of a dam body by a few tests with small specimens and it is essential to study further the effect of heat generated in concrete setting to the strength. It must not be forgotten that in a massive body the duration of high temperature maintenance will be different by locations and that the maintenance of moisture is perfect. By the fact that the test pieces taken from the Komaki Dam showed a higher strength than an ordinary test piece, it would not be too bold to say that the strength of the inner part of the dam is much higher than as it was supposed and so long as the strength of concrete is concerned, the effect of the internal high temperature seems not harmful at all.

ARTICLE III. SOME SUGGESTIONS ON THE CONCRETE GRAVITY DAM.

Section I. On Design.

Of the external forces that are considered in connection with determining the cross-sectional area of a dam, the uplift force is a factor indeterminable although it is an apparent and existing fact. Yet this uplift force is the most important factor of all external forces acting on the dam, because unlike ice pressure, silt pressure, seismic force or others, it is possible that it begins to act as soon as the reservoir flooding is started and once started, it will constantly act.

In the Komaki Dam special attention was given to the working joints in the case the concrete placed in layers was chronologically different. But still after the completion of the dam one part can occasionally be distinguisned from the other by moisture content after a rain fall. Even in the layers which were not much different chronologically in concrete placing the ones, the work of which was done during the summer, sometimes show such a tendency. This fact shows a possibility of action at 100 percent of uplift force on the upstream side though it may be to a small extent. Of course should the working joints be more or less coherent, no full uplift force will work on all over the surface, but it would be advisable that a minimum limit of the vertex angle of the dam is to be decided by Levy's wellknown formula $\tan^{-1}\sqrt{\frac{1}{\gamma-1}}$ in which γ represents the specific gravity of the dam. It may be regarded as sufficient, if the cross-sectional area of the dam decided by taking the uplift force into consideration moderately such as 1/3 or 2/3 in addition to all other external forces such as ice pressure, silt pressure, seismic force, etc. was still larger than an area determined by an assumption of the full uplift force acting and with all other external forces disregarded.

In determining the locations of contraction joints it must not be considered that the temperature of all parts of the dam body is uniform. As explained in the previous pages the variation of temperature in the dam body was different by 2 or 3 times according to the season in which the work was done, and in consideration of this fact the positions of contraction joints must be decided.

The next important thing in the dam design is the shape of foundation. It is not desirable to have a large difference in the cross-sec-

tional areas of both ends of a block standing on an inclined foundation bed along the river bank. For such locations it is advisable therefore to have the block as short as permissible or to have blocks arranged according to the degree of inclination of the foundation in order to avoid cracks that may arise due to unbalanced cross-sectional areas and unequal temperature variations.

The fundamentally weak points of a dam are not in the part having a maximum cross-sectional area, but they are in the inclined foundation along the river banks. It is common that less attention is given to these parts in design and execution inasmuch as their heights are less than the part in the river center. The blocks standing on an inclined foundation are, however, not only more liable to the effect of seismic force that may occur in the direction along the dam length than any other part, and due to large difference of height in sections they are under different conditions of deflection, that is they have a tendency of twisting and the stability of these blocks is quite different from that of a section of unit length assumed in the dam design. Cracks to any degree on such weak points should be avoided as much as possible even though to the least extent that may not affect the stability of the dam. Therefore more attention should be given to these parts in the design and installation of a dam than for the parts having maximum area of cross-section.

Section 2. On Installation Work.

The first thing to be considered in connection with the installation work of a dam is the time of execution. The concrete work in a very cold season is generally regarded as to be avoided in consideration of the damage by frost as well as slow hardening. But the author thinks it is necessary to reconsider this subject for the case of installing a large and massive dam in view of the temperature rise and its influence during the setting of concrete.

In the Komaki Dam it may be said invariably that all of the parts showing hair cracks, the parts showing apparent working joints and the parts showing comparatively larger openings in the contraction joints were done during midsummer. In the work of concrete structures having a large cross-sectional area as a gravity dam it would be absolutely unnecessary to avoid the work in the winter season, but it is more important to pay special attention to the work during the summer time, while the slow hardening of concrete during the winter will be unnecessary of attention. With a tempe-

rature rise of 30 deg. C. the work in a temperature of zero deg. C. is equivalent to the work of thin structures or small test specimens being cured in an atmospheric temperature of 30 deg. C. It will be seen by Fig. 5 that even if an average temperature of zero deg. C. be continued for about 2 months after placing concrete, the temperature at the centre of a block 20 feet thick would be maintained at more than 20 deg. C. for 40 days and at 10 deg. C. for 100 days. It would be necessary, however, to have some weather protection device provided for the forms and working joints when the work is done in an atmospheric temperature below the freezing point.

In the work during the summer, say at 25 deg. C., even though a block were limited to a length of 20 feet and the work were done one block apart, still a temperature above 45 deg. C. would continue for 40 days. A method of cooling by passing water through small pipes imbedded in concrete will not be effective unless pipes were placed to such a density as that to fill spaces between pipes with concrete rather than inserting pipes in the concrete. Sudden cooling by water the concrete around the pipes may entail cracks in the concrete. To limit the height of concrete placing and to allow a time interval for the next concrete placing will also injure the uniformity of the concrete body so much as the work is done during the summer. Thus, in consideration of cracks, contraction joints, the cohesiveness of working joints, to execute a dam installation work in midsummer requires more attention than in the winter seasons.

In one respect it may be said that the cement recently produced is not suitable to the gravity type dam. The attention of every producer is mainly directed to the increase of the early strength of concrete, which may be shown quickly and used advantageously in view of keen competition among producers, but how a sudden high temperature rise of such cement will affect the final strength of concrete is entirely neglected. For the dam work it is desirable that the concrete will have higher strength in one or two years without producing a sudden high temperature rather than a high early strength. The cement to be used in the work of this sort must be developed regardless of the early strength and to that end producers' attention should be directed.

The next is regarding the dam foundation. The deformation of a dam involves the deformation of the dam body itself and the deformation caused by the deformation of the foundation bed according to the nature of rock on which it stands, and in some cases the

deformation by the latter cause may be bigger. Unless the dam stands on a solid rock bed without any crevice or hole, a certain increase in deformation can not be avoided. Cement grouting to the foundation bed is generally purposed against the pervasion of water in the vicinity of cut-off trenches on the upstream side of the dam, but it may sometimes be necessary to have such grouting done all ever the entire surface of the rock bed in order to prevent deformation.

A larger excavation for the foundation means a larger quantity of concrete and naturally the necessity of excavation large enough for the foundation is often overlooked in spite of the fact that a hard and fresh rock foundation has always been emphasized from the early ages. The author wishes here again to emphasize the necessity of hard and fresh rock foundation not only for a strong foundation, but also in consideration of preventing the deformation of the dam.

During the installation work of the Komaki Dam the river water was passed through a diversion canal and avoided a tunnel through the rock bed along the river bank, as it was thought that drilling a diversion tunnel near the dam should be avoided as much as possible in consideration of the deformation of the foundation and for the sake of the stability of the dam.

Section 3. On Inspection and Maintenance.

The inspection work of structures is generally considered an awkward job in contrast to the lively one of construction work. If nothing happens to the structure, no body remembers the merit of inspection, and it is often thought that inspection is entirely unnecessary. In case the executives of the company are short of technical knowledge, such tendency is more apparent, but such is indeed a very regrettable thing.

For the structures such as the dam which have serious relation to the public safety the constant inspection and technical study as well as good maintenance are paramountly essential. It is not uncommon that the structures after completion are placed under the watch of low class employees or sometimes of employees who have no knowledge of civil works at all. But such must be absolutely avoided, and the structures must be placed under the constant watch of engineers who have at least general knowledge of the design and installation of the dam which are under their watch.

Useless to say of the period of installation work, even if the

dam is maintained without any trace of troubles after flooding, various inspections and studies, such as the internal temperature, cracks, deflections, the quantity and pressure of leakage water, the scouring of the toe of the dam, etc. should be constantly carried on. Any unfortunate happening of a dam does never rise accidentally. Even the earthquake, which is generally considered to be a sudden event, is now being studied in this country as that it can be forecast by the measurement of block movement of the earth crust.

In the case of the dam various engineering studies and inspections are the only means to forecast correctly any unfortunate event of the dam, and to prevent such in advance, or at least to keep such unfortunate thing down to a minimum. It is also important to have the dam repaired whenever and wherever necessary. Drying action and subsequent contraction in such a large mass progess extremely slowly. The range of temperature variation may be the same each year, but the opening of contraction joints may increase every year, and cracks, however small, may cause seepage and will increase gradually. Consequently grouting will have to be done even after flooding the reservoir. Erosions due to overflows or partial coming off of the surface due to frost will naturally take place. These must be kept repaired constantly and untired.

Thus the inspections accompanied with close technical examinations and timely repairs are the only way of guaranteeing the safety of the dam.

— END —

ZUSAMMENFASSUNG

Der vorliegende Bericht behandelt die Forschung über die innere Temperatur, die Oeffnung der Dehnungsfugen, die Risse und die Formänderung der Komaki-Talsperre, der unter den bisher in Japan gebauten Gewichtsmauern als der neueste und grösste gilt. Der Verfasser hat gleichzeitig seine Ansichten für den Entwurf eines Dammbaues, seine Ausführung und Ueberwachung in Verbindung mit diesen Problemen festgelegt.

Er erörtert zunächst den Zusammenhang zwischen Temperaturerhöhung und Dicke erhärtenden Betons; ferner die Abhängigkeit der täglichen und zeitlichen inneren Temperaturschwankungen von der Entfernung der Maueroberfläche, wobei die Tatsache hervorgehoben wird, dass die Temperatur des Dammkörpers nach Erbauung je nach der Jahreszeit, in der die Bauarbeiten ausgeführt werden, in einem erheblich weiten Umfange schwankt. Die Temperaturleitfähigkeit wird auch geschätzt.

Die Ausdehnungszahl des Betons wird durch die an der Oeffnung der Dehnungsfugen gemachten Beobachtungen festgestellt. Es wird auf die Tatsache aufmerksam gemacht, dass die feinen Risse auf der Maueroberfläche und auf den Teilen, an denen die Arbeitfugen klar auftreten, innerhalb des Blockes beschränkt bleiben, dessen Beton während des Sommers mit einem Male in grösseren Mengen eingelegt wurde. Es ist darauf hingewiesen, das die Formänderung des Dammkörpers abhängig ist von der Setzung des Baugrundes und dass diese Tatsache ein weit wichtigerer Faktor als die elastische Formänderung ist.

In dem Entwurf ist die Wichtigkeit des Sohlenwasserdruckes, im Vergleich mit den anderen äusseren Kräften ausser Wasserdruck erörtert. Der Vorschlag ist gemacht worden, dass der zulässige Minimalquerschnitt, falls alle anderen äusseren Kräfte ausser Acht gelassen sind, dem Querschnitt gleich sein soll, wobei die Sohlenwasserdruckkraft an dem wasserseitigem Mauerfusse als 100 % angenommen ist. Auch ist erwähnt, dass Schwächungen der Dammblöcke gefunden wurden, welche an den Uferseiten mit stärkerer Neigung liegen.

Es ist besonders betont worden, dass das Stauwerk grösste Vorsicht bei Betoneinlegung während des Sommers und auch die Herstellung des Baugrundes erfordert hat. Der Verfasser empfiehlt,

dass der Zement, soweit es sich um Risse, die Dehnungsfugen und die Formänderungen handelt, so gewählt werden soll, dass er während der Erhärtung stärkerer Hitze nicht auszusetzen ist, wenn auch seine anfängliche Stärke nicht sehr hoch wäre.

Zum Schluss verleiht der Verfasser seiner Behauptung Ausdruck, dass die Sicherheit des Dammes von der sorgfältigen Ueberwachung in Begleitung von den zutreffenden Reparaturen in geeignetem Zeitpunkt und von der Leistungsfähigkeit tüchtiger Ingenieure abhängt, die durch Forschung mit den Problemen genau vertraut sind.

RESUME

L'auteur rend compte dans cette étude des résultats des observations qu'il a faites en ce qui concerne la température interne, l'ouverture du joint de dilatation, les fissures, la déformation, etc. du barrage de Komaki connu comme étant le plus moderne et le plus haut du Japon.

En se basant sur ces résultats, l'auteur exprime ses vues personnelles relatives au projet, à l'exécution et à la manière de surveillance des barrages- poids en général.

L'auteur fait d'abord remarquer les relations qui existent entre l'épaisseur du béton et l'élévation de la température qui se produit lors de la prise du béton, ainsi que celles entre la distance à la surface du barrage et les changements quotidiens et saisonniers de la température interne. Il fait observer que la saison où s'est effectuée l'exécution du béton exerce une grande influence sur la variation de la température interne du barrage-poids après sa construction. Il a, en outre, calculé la diffusivité thermique du béton.

L'auteur a calculé le coefficient de dilatation du béton d'après les résultats de ses observations sur l'ouverture du joint de dilatation. Il fait remarquer que c'est seulement dans les blocs où l'on a mis à la fois une grande quantité de béton en été qu'on trouve de grandes ouvertures du joint de dilatation, des fissures fines et des parties bien visibles des joints de construction. En ce qui regarde la déformation du barrage-poids, la dépression de fondation est, d'après l'auteur, un facteur plus important que la déformation élastique du béton du barrage.

Ensuite, il rend compte, en ce qui concerne le projet de barrage-poids, de l'importance que possèdent les forces supplémentaires et la sous-pression, en dehors de la pression hydraulique qui joue également un rôle important. L'auteur est d'avis que la section minimum admissible doit être celle où la sous-pression est de 100 % à la base du barrage en amont, dans le cas où l'on ne tiendrait pas compte des autres forces supplémentaires.

D'ailleurs, c'est plutôt sur les parties des berges à forte inclinaison que sur la section maximum, qu'on peut s'apercevoir de la faiblesse du barrage. L'auteur dit que l'exécution du béton dans la saison d'été demande des soins particulièrement attentifs en même temps qu'il souligne l'importance des berges de fondation. Etant

donné les fissures, les joints de dilatation, la déformation, etc. le meilleur ciment à employer pour le barrage est celui qui ne produit qu'une faible température au moment de la prise et peu importe qu'il n'ait pas une forte résistance au début. Enfin, l'auteur conclut que la sécurité du barrage ne peut être assurée que par une surveillance continue, après une inspection minutieuse passée par des techniciens distingués, ainsi que par les réparations faites à temps.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b **RAPPORT nº 12**

Questions relatives aux influences de la température et à la déformation des barrages-poids

SOMMAIRE.

Le rapport suisse se compose des études de 2 spécialistes, le Prof. Dr. *P. Joye*, traitant l'auscultation thermique des barrages, et *W. Lang*, ingénieur du Bureau Topographique Fédéral, exposant différentes méthodes de mesure de la déformation des barrages, en développant spécialement la méthode trigonométrique, et du rapport général du Dr. h. c. *A. Kaech* et *H. Juillard*, ingénieurs, résumant l'état actuel des connaissances relatives à la question 1 b ainsi que les résultats particuliers des observations faites sur les barrages de l'Oberhasli.

1. *Rapport de M. le Prof. Dr. P. Joye, Fribourg.*
(ascultation thermique des barrages).

Méthode et appareils de mesure, généralités, variations de la résistance électrique des métaux avec la température, construction des thermomètres, instruments de mesure, pont portatif, stations permanentes.

Disposition et montage des themomètres, répartition suivant le but poursuivi, emplacement de la cabine de mesure, montage des lignes de liaison, protection par tubes de fer, avantages des câbles sous plomb armé.

Résultats généraux. — Température de prise du béton, élévation jusqu'à 47°C, dépendance de la durée de la prise et de la température atteinte de la température initiale des composants, chaleur développée, refroidissement, mesures propres à abaisser la température de prise du béton, transmission de la chaleur, retrait.

2. *Rapport de M. W. Lang, Berne.*
(détermination de la déformation des barrages).

Classification des différentes méthodes de mesure. Appareils de mesure *fixés au barrage lui-même,* détermination directe des variations de longueur (barres micrométriques) ou des variations d'inclinaison (clinomètres, règle clinométrique, pendule), propriétés générales de ces appareils. Mesures au moyen de visées depuis des *points fixes situés en dehors du barrage.* Alignements. *Méthode trigonométrique,* principe, socles de mesure, repères, dispositions des mesures et détermination des résultats, représentation des lignes de déformation, résumé des différentes observations effectuées par l'auteur, exactitude des résultats obtenus, limites d'application de la méthode.

3. *Rapport général de MM. le Dr. h. c. A. Kaech et H. Juillard, Berne.*

Développement des méthodes de mesure de la déformation et des variations de la température des barrages, Barrages de Broc, Pfaffensprung, Barberine, Schräh et Rempen.

Premiers résultats des mesures. — Application de la méthode goniométrique, augmentation progressive de la flèche des barrages sous la charge, déformation générale, précision des résultats.

Mesures effectuées aux barrages des Forces Motrices de l'Oberhasli. — Murs de gravité de Gelmer et Seeuferegg et barrage arqué de la Spitallamm (hauteur 114 m, rayon de courbure 90 m) travaillant pendant la construction comme mur de gravité.

Recherches sur les propriétés du béton dans le laboratoire des Forces Motrices de l'Oberhasli. Retrait du béton des barrages. —

Coefficient de dilatation du béton, influence de la conservation et des différents degrés hygrométriques, gonflement et retrait du béton, influence de la charge sur la déformtion.

Nouveaux procédés de mesure appliqué au barrage de la Spitallamm, règle clinométrique, pendule, barres micrométriques, précision et exemple des résultats obtenus.

Conclusions.

ANNEXES:

1.) Rapport Pref. Dr. P. Joye.
2.) Rapport W. Lang.
3.) Rapport général Dr. h. c. A. Kaech et H. Juillard.

SUMMARY

The Swiss report ist composed of the studies of two specialists, namely Prof. Dr. *P. Joye* who is treating investigations of temperature of dams and *W. Lang*, engineer of the Federal Topographical Departement who is showing different methods of measuring deformations of dams, by especially developing the trigonometrical method and of the general report of Dr. h. c. *A. Kaech* and *H. Juillard*, engineers, giving the actual state of knowledge relating to question 1b as well as the special results of the observations made on the dams of Oberhasli.

1. *Report of Prof. Dr. P. Joye, Friburg.*

(Investigations of temperature of dams).

Method and apparatuses of measuring, generalities, variations of the electric resistance of metals due to changes of temperature, construction of thermometers, measuring instruments, portable scaffolding for measuring, permanent stations.

Disposal and placing of thermometers, distribution according to the desired purpose, location of the cabin of measurements, placing of the connection lines, protection with steel tubes, advantages of cables beneath reinforced lead.

General result. — Setting temperature of concrete, increase until 47 degrees Celsius (centigrades), dependence of the duration of setting and of the attained temperature with the initial temperature of the components, development of heat, cooling off, measures fit to lower the setting temperature of concrete, transmission of heat shrinkage.

2. *Report of Mr. W. Lang, Berne.*

(Determination of the deformation of dams).

Classification of the different methods of measure. Apparatuses of measure *fastened to the dam itself*, direct determination of the variations of length (micrometric scales) or of the variations in inclination (clinometers, clinometric scales pendulum), general characteristics of these apparatuses. Measures by means of

sighting *from fixed points situated outside of the dam.* Alinement. *Trigonometrical method,* principle, bases of measuring, bench marks, disposal of measurements and determination of results, representation of lines of deformation, summary of the different observations effectuated by the author, exactitude of the results obtained, limits of application of this method.

3. *General report of Dr. h. c. A. Kaech and H. Juillard, Berne.*

Development of the methods of measuring of the deformation and the variations of the temperature of dams, dams of Broc, Pfaffensprung, Barberine, Schräh and Rempen.

First results of measurements. — Application of the trigonometrical method, progressive increase of the deflection of dams under pressure, general deformation, precision of the results.

Measurements obtained on the dams of the hydro-electric works of Oberhasli. — Gravity dams of Gelmer and Seeuferegg and the arched dam of Spitallamm (height = 114 m, radius of curvature = 90 m) which during construction was working as a gravity dam.

Researches on the qualities of concrete in the laboratory of the hydro-electric works of Oberhasli. Shrinkage of the concrete of dams. — Coefficient of dilatation of concrete, influence of the retention of the different hygrometric degrees, swelling and shrinkage of concrete, influence of load on the deformation.

New proceedings of measurements applied to the dam of Spitallamm, clinometric scales, pendulum, micrometric scales, precision and examples of the results obtained.

Conclusions.

ANNEXES:

1.) Report of Prof. Dr. P. Joye.
2.) Report of Mr. W. Lang.
3.) General Report of Dr. h. c. A. Kaech and H. Juillard.

Auscultation thermique des Barrages

par Prof. Dr. Paul JOYE

Directeur des Entreprises électriques fribourgeoises
Fribourg (Suisse).

Depuis quelques années, les ingénieurs ont cherché à connaître les effets thermiques qui se produisent dans la construction de grands barrages, ainsi que la distribution de la température dans ces ouvrages au cours des saisons. Ces recherches étaient la première approche vers les éléments d'un problème fondamental: celui des tensions qui prennent naissance sous l'action des variations de température, tensions qui entrent en concurrence avec les tractions et les compressions provenant de l'action des forces mécaniques en jeu.

Des mesures systématiques dans ce domaine de recherches furent effectuées en 1922, au Barrage de Montsalvens, en installant pour la première fois à demeure fixe, dans le corps de l'ouvrage, des thermomètres électriques. Les mêmes méthodes de mesure furent utilisées aux barrages d'Amsteg, de Barberine, Wäggital, Spitallam (Oberhasli), aux voûtes du pont de Pérolles à Fribourg, et de l'Hundwylertobelbrücke, dans le canton d'Appenzell, et dans les ouvrages du Pinet, de Bardonèche, du Burguillo, del Saltos del Duero.

Nous nous proposons, dans ce rapport, de décrire la technique de ces recherches et de donner un aperçu général des résultats obtenus.

I. METHODE ET APPAREILS DE MESURE.

Généralités. — Pour effectuer à distance une détermination locale de la température, des méthodes nombreuses peuvent être employées, qui toutes utiliseront l'électricité comme moyen de transmission de l'effet thermique, si la mesure elle-même ne repose pas déjà sur la variation d'une grandeur électrique par la température.

P. Joye et A. Christen. Recherches sur les variations et la répartition de la température dans le Barrage de Montsalvens (1922).

P. Joye. Recherches sur les propriétés thermiques du ciment (1926).

P. Joye. Les phénomènes thermiques de la prise du ciment Portland (1927).

Nous ne retiendrons que la méthode fondée sur la variation de la résistance électrique avec la température; d'autres procédés peuvent être employés, comme la variation d'une self-induction sous l'action de la température, mais avec des frais de réalisation beaucoup plus grands; par ailleurs, ce dernier système est particulièrement intéressant, car il peut aussi, par une construction appropriée, être utilisé à la mesure des états de tension à l'intérieur d'un massif, en même temps qu'à celle de la température.

Les métaux purs subissent, sous l'action de la température croissante, une augmentation de résistance électrique, qui est par chaque centigrade, d'environ 4 ‰ pour les métaux ordinaires et de 6,6 ‰ pour les métaux magnétiques. Le coefficient n'est bien défini que pour les métaux dont l'état de pureté est extrême; dans ce cas, et après un recuit spécial approprié, la résistivité est minimum et le coefficient de variation atteint sa valeur la plus élevée.

Dans la construction des thermomètres électriques, il faut d'abord éliminer les métaux bons conducteurs, cuivre, argent, qui donneraient des appareils trop volumineux, et les métaux oxydables; le choix se restreint vite et, pratiquement, on est amené à utiliser le platine ou le nickel, encore que celui-ci présente certaines difficultés.

Avec le platine, la variation de résistance se présente sous la forme de:

$$R_t = R_0 (1 + 3{,}968.10^{3}\, t - 3{,}186.10^{7}\, t^2)$$

Le thermomètre est très fidèle et moyennant certaines précautions dans le recuit du fil par voie électrique, et dans son enroulement, il est facile d'obtenir des instruments tous parfaitement semblables, permettant une mesure exacte au 1/100 de degré. Les inconvénients de l'emploi du platine résident dans la cherté du métal et dans la sensibilité trop poussée qu'il faut donner aux instruments de mesure, lorsque le diamètre du fil choisi reste faible, par exemple 8/100 de mm.

Le nickel est, sur ce point, supérieur au platine: on utilise généralement un fil de 0,1 mm. Mais il n'est pas possible d'étirer sous forme d'un fil mince du nickel absolument pur. Les traces de métaux étrangers, tels que le fer, le manganèse, le cuivre, nécessaires pour lui donner la cohésion, abaissent le coefficient de variation et le rendent très sensible à la proportion d'impuretés et aux actions mécaniques. Pour obtenir des thermomètres au nickel, dont les indications soient fidèles et surtout soient les mêmes pour un grand nombre d'exemplaires (jusqu'à quelques centaines), il faut

faire subir au fil de nickel un traitement thermique compliqué dans une atmosphère d'hydrogène très pur, en procédant à une suite d'opérations de chauffe et de refroidissement aux environs des divers points de transformation du métal.

La relation entre la résistance électrique du fil de nickel et la température est donnée par la formule :

$$R_t = R_0 (1 + 5{,}334.10^{-3}\, t + 6{,}877.10^{-6}\, t^2)$$

On voit immédiatement que le coefficient moyen par degré centigrade

$$\frac{1}{R_0} \cdot \frac{dR_t}{dt} = 5{,}334.10^{-3} + 2.6{,}877.10^{-6}\, t$$

croît avec la température assez rapidement, tandis que pour le platine, il y a une faible décroissance. Ce fait et le choix d'un diamètre plus grand du fil permettent d'utiliser un appareil de mesure moins sensible pour le thermomètre au nickel que pour celui au platine. C'est là un avantage considérable, étant donnés les difficultés et les accidents que rencontre une mesure précise à effectuer dans un chantier. L'exactitude des indications du thermomètre au nickel est un peu plus faible. Les divergences qui peuvent se rencontrer entre thermomètres construits avec du fil de même origine et traité dans une même suite d'opérations, peuvent produire des différences de lectures de ± 0,05 degré au maximum et sur une échelle de 60°.

Le thermomètre. — Le fil de platine ou de nickel qui joue le rôle de corps thermométrique est réparti sur une plaque de mica dentelée, en deux éléments qui sont appliqués avec interposition d'une mince feuille de mica sur les deux faces d'une lame de cuivre. Le thermomètre ainsi construit est exactement ajusté à 108 Ohms, à la température de 15°. Il est étalonné à diverses températures, afin de déterminer les coefficients de variation; il est enfin enfermé dans son enveloppe en fer étanche et muni des raccords permettant une facile jonction avec le câble tout en assurant une parfaite isolation des connexions vis-à-vis de la masse métallique extérieure et de la terre. Afin d'assurer le maximum de conductibilité thermique, l'extrémité de la plaque de cuivre qui porte les enroulements de fil de nickel est prolongée par une tige de laiton qui traverse l'enveloppe de fer et qui lui est soudée. Le temps nécessaire pour que le thermomètre soit en équilibre avec la température du milieu où il se trouve, est de 5 minutes environ. Les dimensions du thermomètre (Fig. 1) sont les suivantes: longueur

du corps thermométrique 14 cm; longueur du thermimètre jusqu'à la sortie du câble 38 cm.; diamètre extérieur 40 mm.; poids du thermomètre avec ses raccords 990 gr.

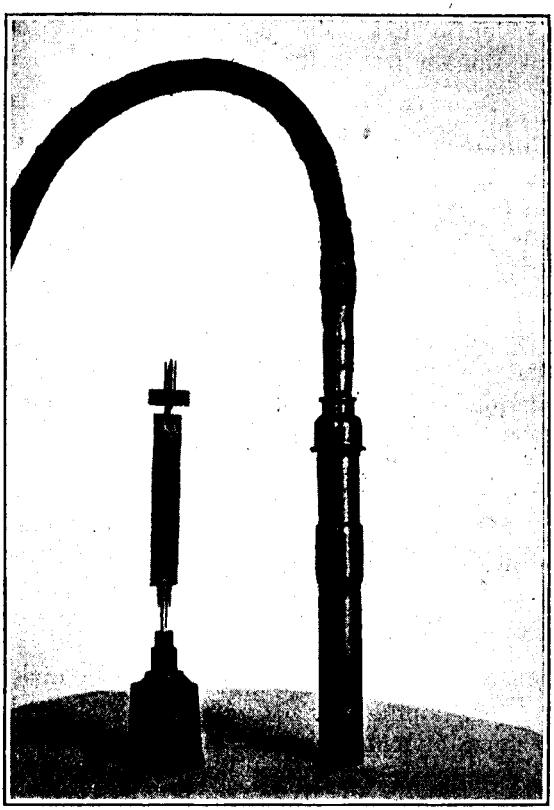


Fig. 1. — Thermomètre électrique

Instruments de mesure. — La mesure de la température est donc ramenée à une détermination de résistance électrique; pour exécuter cette dernière, on peut employer le galvanomètre à cadre croisé de Brüger [1] ou mieux le traditionnel pont de Wheatstone équipé avec un instrument dont les déviations sont étalonnées en degrés centigrades. Après des essais nombreux et divers, nous préconisons cette dernière méthode quoiqu'elle présente à première vue l'incon-

1) *Cf. P. Joye et A. Christen.* Recherches sur les variations et la répartition de la température dans le barrage de Montsalvens. (p. 12).

vénient d'être influencée par les variations de tension de la pile du circuit; comme il est facile à chaque mesure de maintenir la constance de la tension, la haute sensibilité qu'il est possible d'atteindre sans dépasser le courant admissible ne chauffant pas les éléments thermométriques, nous a fait préférer ce procédé tout en utilisant un appareil robuste. On sait que dans le pont de Wheatstone le galvanomètre reste immobile lorsque les résistances qui occupent les côtés du quadrilatère obéissent à la relation $R_c = \frac{R_1}{R_2} \cdot R_3$ où R_c est la résistance à mesurer, soit, dans le cas particulier, celle du thermomètre, R_1, R_2 et R_3 sont trois résistances égales de 108 Ohms chacune: comme le thermomètre a justement cette résistance à 15°, on marquera la division 15 à l'endroit où l'aiguille de l'appareil se tient lorsqu'il est sans courant. Une augmentation de résistance dans le thermomètre déplace l'aiguille; pour étalonner l'appareil, on remplace le thermomètre par une résistance bien connue dont les variations correspondent à des températures variant de 5 en 5° et on note les positions de l'aiguille. L'échelle ainsi obtenue n'est pas linéaire: la sensibilité de l'instrument décroît en s'éloignant de la position d'équilibre, mais d'autre part la sensibilité du thermomètre croît à la température. Il est loisible de choisir comme origine toute autre température: en général, pour le but qui nous occupe, on donne à l'appareil un domaine de mesure de 60° s'étendant entre — 20° et + 40°, — 10° à + 50°, ou 0° à 60°. Dans les modèles les plus récents, on a adopté cette dernière échelle en ajoutant une commutation permettant d'effectuer les lectures entre 0° et — 30° sur une seconde échelle.

Le dispositif dont on vient de parler est applicable en premier lieu à l'instrument désigné sous le nom de *pont portatif de mesure* et destiné à déterminer les températures au cours de la construction de l'ouvrage, dès que le thermomètre est mis en place. Pour effectuer une mesure, on procède ainsi: aux deux bornes (Fig. 2) situées vers le haut de l'appareil sont reliés les fils venant du thermomètre. On presse ensuite sur le bouton marqué E.; l'aiguille se déplace jusque vers la fin de l'échelle. En agissant sur le large bouton R, on amène l'index mobile à coïncider exactement avec la division terminale. Cette opération, qu'on peut répéter aussi souvent que nécessaire, constitue l'étalonnage, c'est-à-dire l'établissement d'une tension toujours égale aux bornes du pont; la mesure de la température s'opère ensuite en pressant sur le bouton marqué T. Après quelques courtes oscillations, l'aiguille vient se placer sur

une division qui sera la température vraie du thermomètre, à condition que la ligne qui le réunit avec le pont mesure soit de résistance négligeable. Tel n'est généralement pas le cas: la lecture doit alors subir une correction dépendant de la longueur et de la section de la ligne. Si celle-ci est constituée par du fil de cuivre

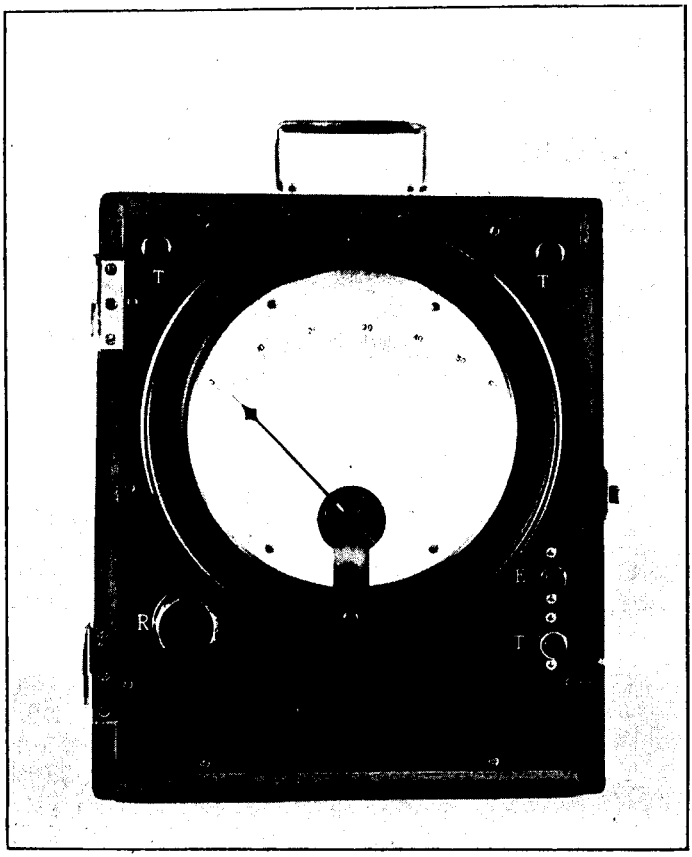


Fig. 2. — Pont portatif de mesure

de 1,5 mm² de section, comme c'est l'usage, la correction est de 0°,02 par m. de fil simple. Elle est à retrancher de la température lue sur l'instrument.

En général, lorsque le nombre de thermomètres installés dans un barrage dépasse la dizaine, on établit une station permanente de mesure, qui contient un instrument du même principe que celui

qui vient d'être décrit, mais à profil horizontal. Les fils provenant des thermomètres arrivent à des alvéoles où l'on peut successivement introduire une fiche qui relie le thermomètre au circuit du pont. La correction imposée par la résistance des lignes est élimi-

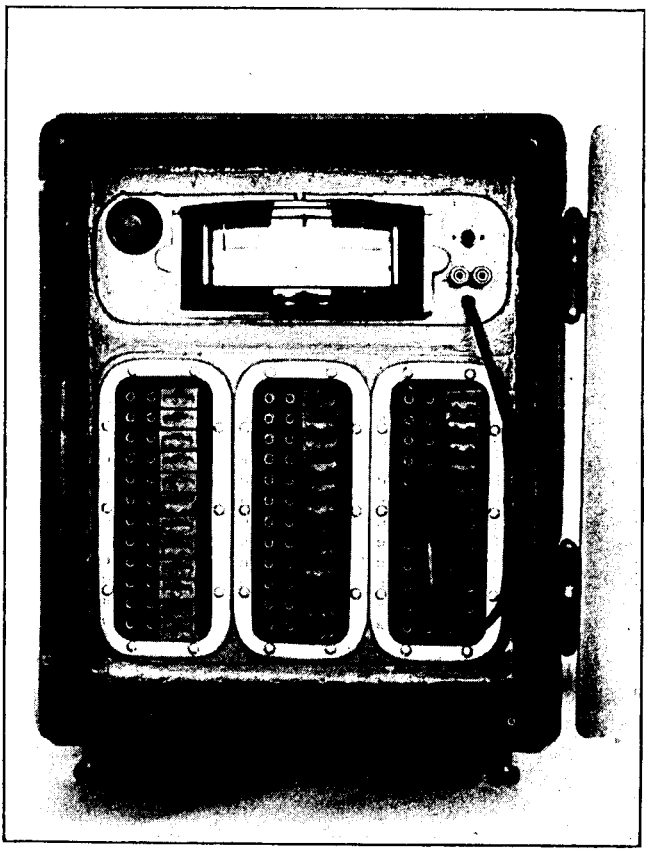


Fig. 3. — Station de mesure pour 36 thermomètres

née par l'introduction d'une bobine de compensation qui amène la résistance totale (ligne plus bobine) à une valeur constante dont il a été tenu compte une fois pour toutes dans l'étalonnage de l'instrument.

De tout l'appareillage utilisé pour l'emploi des thermomètres électriques dans les barrages, c'est le tableau de la station per-

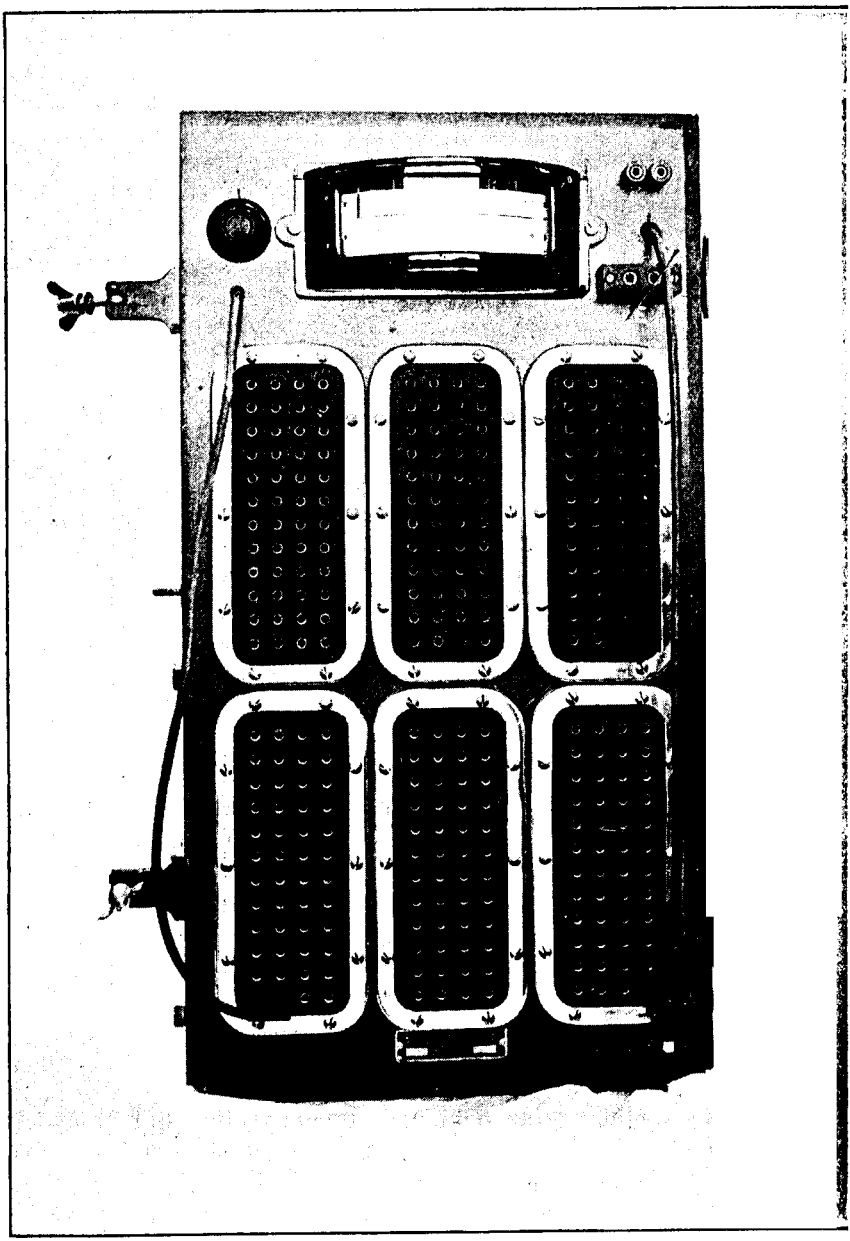


Fig. 4. — Station de mesure pour 72 thermomètres

manente de mesure qui, au cours des années et à l'occasion d'installations nouvelles, a subi les modifications les plus profondes, imposées par la lutte contre les effets de l'humidité. Dans ce but on a été amené à supprimer toute clé présentant des contacts à faible surface et à les remplacer par des alvéoles. Pour la même cause, il a été nécessaire de noyer les conducteurs et les soudures dans une masse isolante coulée à chaud et de prendre diverses précautions tendant à éviter toute condensation sur les contacts.

Dans les stations représentées ci-contre (Fig. 3 et 4) chaque rangée d'alvéoles correspond à un thermomètre. Deux alvéoles reçoivent la bobine de compensation; les deux restantes sont destinées à la fiche de contact fixée à l'extrémité d'un cordon mobile. L'étalonnage s'opère en introduisant la fiche dans deux alvéoles situées au-dessous du bouton de contact. En pressant sur celui-ci, puis en manoeuvrant la résistance située à gauche de l'instrument, on amène l'aiguille sur la division 60°, manoeuvre semblable à celle qui a été décrite pour le pont portatif.

Les systèmes de mesure que nous venons de décrire fonctionnent par le courant continu produit par une pile sèche de 1,45 volt. Pour le pont portatif, la source se trouve dans la boite, et pour la station permanente de mesure, elle est placée à un endroit accessible à côté de l'instrument de mesure. Cet élément doit être changé dès que sa tension tombe à 1,2 volt, ce qui se produit environ après deux ans de fonctionnement. Dans la station permanente, on peut utiliser le courant alternatif d'un réseau industriel et dont la tension est abaissée à 4 volts par un transformateur. A l'emploi de ce genre de courant on trouve quelques avantages: les forces thermo-électriques, que l'on rencontre quelquefois, n'interviennent plus dans la mesure; le remplacement de la pile est éliminé; les appareils sont aussi plus robustes, quoique plus coûteux. On peut parfaitement se servir dans une même installation, du courant continu pour l'usage du pont portatif et du courant alternatif pour la station; il est aussi possible d'effectuer, à titre de contrôle, les déterminations de température à la station de mesure, avec le pont portatif : seule la correction à introduire dans les lectures est différente.

II. DISPOSITION ET MONTAGE DES THERMOMETRES.

Répartition dans le barrage. — Dans l'installation de thermomètres qui, pour la première fois fut faite au barrage de Mont-

salvens, la disposition des instruments à l'intérieur du massif avait été inspirée de l'idée de vérifier la répartition des températures à la saison froide, et particulièrement lorsque la température extérieure est la plus basse et que le niveau du lac tend vers l'étiage par une forte production d'énergie. Dans ce but, on imagina de placer dans la section médiane, passant par l'axe de symétrie de l'ouvrage, tous les dix mètres en élévation, des thermomètres dont le nombre, dans une coupe horizontale, dépend de l'épais-

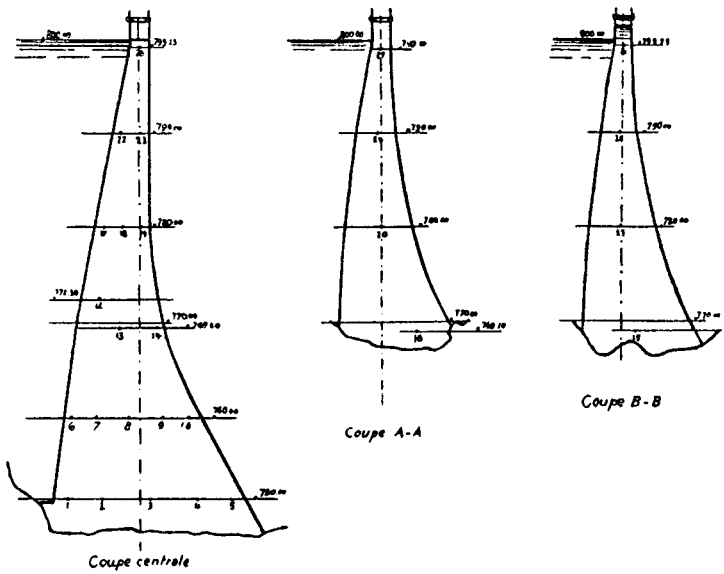


Fig. 5. — Disposition des thermomètres au barrage de la Jogne

seur du barrage. Dans d'autres sections, de part et d'autre de la section médiane, on limita le nombre des thermomètres à un seul à chaque niveau horizontal. (Fig. 5)

De suite, les premières observations révélèrent la valeur relativement élevée de la température de prise. Pour obtenir sur cette question des observations assez variées, on installa, sans les relier à la station permanente de mesure, des thermomètres dans les joints de contraction au moment de leur remplissage.

Dans les ouvrages postérieurs (barrage de Wäggital, du Spitallam au Grimsel), on adopta une distribution des thermomètres qui pouvait, tout en donnant les indications utiles concernant l'état thermique général, fournir des renseignements sur le refroidisse-

ment de blocs voisins, coulés à intervalle de temps et qui devaient ensuite être réunis par une fermeture étanche. En d'autres termes, les joints de contraction introduits dans les barrages pour éviter

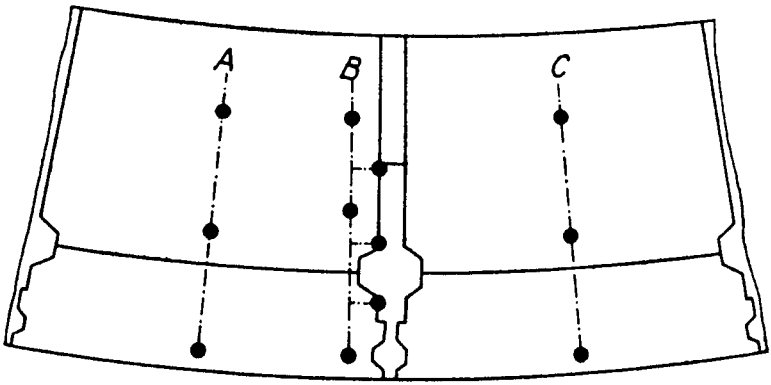


Fig. 6. — Disposition dans les massifs et dans un joint à remplir.

les fissures d'origine thermique, doivent être fermés lorsque la température dans les massifs qui les avoisinent est assez basse et ne présente pas de différence notable. C'est pourquoi, (Fig. 6) il fut, en général, disposé une première série de thermomètres (A)

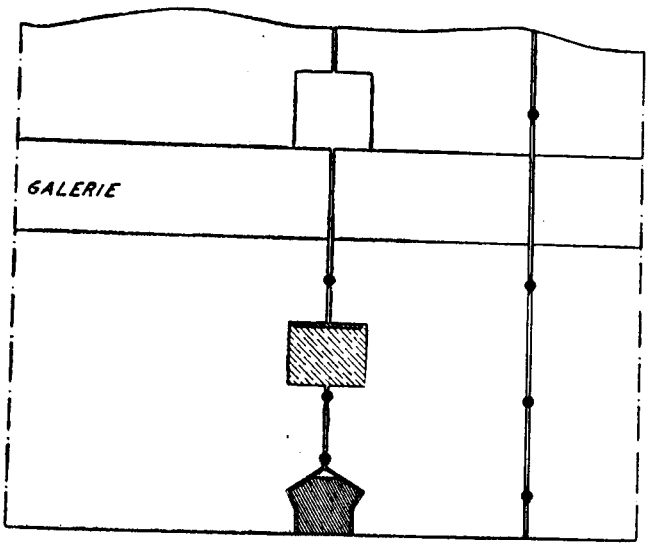


Fig. 7. — Disposition dans le massif et dans un joint permanent.

dans un plan vertical passant par le centre d'un massif; une seconde série (B) dans un plan vertical passant à un mètre du joint; une troisième série (C) dans le plan vertical passant par le centre du massif immédiatement adjacent, de l'autre côté du joint. De plus, des thermomètres faisant partie de la série B et introduits dans le vide du joint, pouvaient donner des indications utiles sur les phénomènes de réchauffement et de transmission de la chaleur, au moment du remplissage.

Dans un autre cas, où l'obturation du joint de contraction (Fig. 7) était opérée par un coin étanche et par une chambre de section carrée à remplir d'argile, des thermomètres furent installés immédiatement après le coin et la chambre, afin de reconnaître, par les comparaisons entre les températures, s'il se produisait des infiltrations.

On a aussi utilisé la mesure de températures pour vérifier l'étanchéité de la surface de base d'un ouvrage, ou pour déceler des infiltrations.

Choix de l'emplacement de la cabine de mesure. — Une station de mesure, en général, une cabine renfermant le tableau, est nécessaire lorsque l'on veut prolonger la durée des observations au delà de la période de construction du barrage. Il est impossible de donner des règles générales, mais certaines indications peuvent être utiles pour fixer, avant le commencement des travaux de bétonnage, l'emplacement de la station de mesure.

La meilleure solution est obtenue lorsque la station peut être aménagée dans un bâtiment situé non loin du pied du barrage et indépendant de celui-ci, par exemple l'usine. Encore faut-il que la distance ne soit pas trop grande; à moins de changer la construction des thermomètres en leur donnant une résistance de base de quelques centaines de Ohms, la distance entre le thermomètre le plus éloigné, mesurée le long du chemin emprunté par les câbles conducteurs, ne doit pas dépasser 300 m. Dans les cas extrêmes, on pourrait aussi parer aux difficultés que présentent de trop longues lignes, en augmentant la section des conducteurs, mais ce procédé élève assez fortement le coût d'installation.

La station de mesure peut aussi être placée dans une galerie de revision de l'ouvrage où une cabine a été aménagée. Il est difficile de dire a priori s'il vaut mieux choisir une galerie dans le pied du barrage, ou dans la partie supérieure proche du couronnement. Les avantages de la première disposition résident dans le

fait que la station de mesure installée au commencement des travaux, permettra les lectures au fur et à mesure que les thermomètres seront raccordés; mais un grave inconvénient se produit en raison de l'eau de bétonnage, qui arrive constamment dans la cabine au cours des travaux. Cet inconvénient se fait d'autant moins sentir que le niveau de la cabine dans le barrage est choisi plus élevé; mais le raccordement des thermomètres à la station sera aussi d'autant plus tardif. Lorsque la première solution ne peut pas être adoptée et qu'il est prévu une galerie située au milieu ou presque au milieu de l'élévation du barrage, c'est dans cette galerie qu'il faut de préférence installer la station de mesure; par rapport aux autres solutions, les inconvénients signalés sont réduits, sans disparaître entièrement, mais par contre les frais de montage et de conduite sont aussi les plus petits. Reste enfin l'installation de la cabine de mesure au niveau du couronnement, dans un édifice tel que la chambre des vannes d'un déversoir. Cette solution est assez favorable quoiqu'elle reporte à la fin des travaux la possibilité d'effectuer des lectures à la station.

Dans certains ouvrages, lorsque les sections verticales sont assez éloignées l'une de l'autre, il n'a pas toujours été possible d'amener à une unique station de mesure les lignes de tous les thermomètres. Ainsi au barrage de Barberine où trois postes furent installés. Les perfectionnements qui ont été apportés ces dernières années aux tableaux de mesure, permettent avec un tableau unique, la lecture d'une centaine de thermomètres: il ne sera donc plus nécessaire d'augmenter le nombre de tableaux, à moins que les distances de lignes ne soient par trop considérables.

Montage. — Jusqu'en 1930, le montage des lignes de liaisons des thermomètres avec la station de mesure s'opérait au moyen de tubes de fer, tubes à gaz noirs, réunis par des raccords. La Fig. 8 donne sur ce point tous les renseignements utiles en ce qui concerne une section horizontale. L'extrémité du tube contenant tous les fils est réunie latéralement à une boîte où s'effectuent les connexions. Sur les faces supérieure et inférieure de la boîte sont vissés des tubes de fer, de diamètre approprié pour contenir les fils se rendant à la station de mesure. Nous n'insistons pas sur ce mode de montage: il a été remplacé par le suivant où l'on fait usage de câbles sous plomb armés. Chaque thermomètre d'un groupe dans le plan horizontal est muni, par un jeu de raccords à l'intérieur desquels on coule de la masse isolante, d'un câble à deux conducteurs qui la relie à une boîte de jonction, à travers

un presse-étoupe. Dans cette même boîte pénètrent deux câbles à plusieurs conducteurs: l'un est destiné à se dérouler verticalement au fur et à mesure de l'avancement des travaux; l'autre provient de la section inférieure. Les soudures sont faites dans la boîte entre les fils des câbles et l'on remplit l'espace d'une masse isolante. Pour les petites installations de 10 à 20 thermomètres, le montage sous tubes de fer est plus économique; dans les plus grandes,

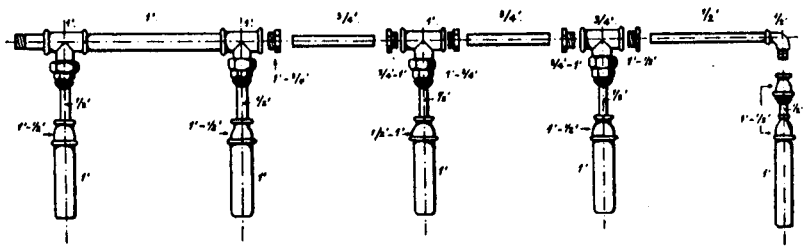


Fig. 8. — Montage avec tubes de fer.

l'emploi du câble est plus avantageux, soit quant au coût du matériel, soit pour la rapidité du montage.

La supériorité du câble tient à l'amélioration des conditions d'isolement électrique des lignes. La plus grave des difficultés qui aient été rencontrées dans l'installation de thermomètres électriques dans un barrage est la mise à terre des conducteurs par un défaut d'isolation; même un contact très imparfait, de quelque dix mille Ohms, s'il se produit sur les deux conducteurs, peut rendre les mesures illusoires. C'est pour cette raison qu'il est absolument contre-indiqué d'utiliser le montage avec un fil commun à tous les thermomètres. Le montage terminé, ou plus tard, on observe quelquefois la présence de forces thermo-électriques qui donnent des déviations spontanées à l'appareil de mesure : c'est l'indice que les deux conducteurs sont plus ou moins en contact avec la terre. Des infiltrations d'eau se sont produites dans les tubes de fer, et l'isolation du fil est devenue défectueuse. On ne peut guère avoir confiance dans les indications de ces thermomètres. Depuis l'emploi du montage par câbles, les inconvénients dûs à la mauvaise isolation ont totalement disparu, si l'on a eu soin de porter une attention très avertie au montage des boîtes et du tableau de mesures.

Il faut évidemment aussi veiller, en cours de montage, à ce que les thermomètres et leurs conduites ne soient pas exposés aux chutes de pierres, aux coups de pioche, aux mille accidents qui peuvent survenir dans un chantier.

III. RESULTATS GENERAUX.

Il n'est pas possible, dans un rapport forcément limité, de donner sous forme de courbes, les nombreuses observations qui ont été faites sur les variations de la température dans un grand ouvrage en béton. Nous devons résumer les constatations en indiquant les principaux résultats que l'on peut en tirer.

Température de prise. — On désigne sous ce terme le maximum de la température atteinte au sein d'un massif, sous l'action des réactions chimiques qui accompagnent le durcissement du béton. Dès les premières observations, il fut acquis que le développement de chaleur était beaucoup plus considérable que les recherches de laboratoire ne l'avaient laissé prévoir et que la température atteinte pouvait s'élever de 20 à 30° au-dessus de la température de l'eau ayant servi à gâcher le béton. En valeur absolue, dans certains cas de bétonnage, en été, on a observé des températures de prise allant jusqu'à 47°. Le maximum atteint dépend de conditions multiples: composition chimique, teneur en matières inertes, finesse du ciment et dosage du béton; température du ciment, de l'eau et du matériel. Les conditions extérieures, telles que la température ambiante, le degré d'isolation thermique — celle-ci étant principalement déterminée par le volume du béton mis en place dans une opération et par la surface libre de ce volume — jouent un rôle important en raison de la grande influence qu'elles ont sur la durée de la prise et sur la température maximum atteinte.

La réaction qui fait du ciment un liant est l'une de ces réactions qui s'accélèrent rapidement dès que la température s'élève. S'il faut une centaine d'heures pour effectuer sa prise à un ciment pur qui se trouve aux environs de 0°, il ne lui faut plus que 9 h. si la température est de 20°. Toutes les circonstances qui maintiendront basse la température de départ du béton, restreindront l'ampleur du mouvement thermique, c'est-à-dire que la température de prise sera plus basse *. De plus, lorsque les conditions de refroidissement sont favorables, les pertes progressives qu'éprouve la chaleur dégagée par la réaction, réduiront encore la température de prise.

---

* Note : A propos de l'influence de la température de prise sur la résistance à la compression:

P. Joye. Les phénomènes thermiques de la prise du ciment Portland.

Nous réunissons dans un tableau quelques observations illustrant ces remarques.

Température de départ	Température de prise	Durée de la prise	Isolation thermique
20°	37° 8	66 h.	Centre d'un massif
20°	35° 6	84 h.	A 1 m. du bord d'un massif
2°	19° 5	192 h.	Centre d'un massif
2°	16°	210 h.	A 2 m. du bord d'un massif
23° 5	34°	84 h.	Sous 15 cm. de béton

Ce dernier cas se rapporte à un béton de haut dosage.

On a pu déterminer la quantité de chaleur dégagée dans la prise à l'occasion de la mise en place par une coulée ininterrompue, de 350 m³ de béton; dans le centre du massif, on plaça un thermomètre : le dosage en ciment, sable, gravier et eau était parfaitement connu, la température des matériaux au moment du brassage était de 3°. La température de prise a été atteinte par 26°, quinze jours plus tard. Cette expérience se prête à un calcul de la chaleur de réaction du ciment employé en raison des conditions particulières d'isolation thermique dans lesquelles se trouvait le thermomètre. Connaissant la capacité calorique des divers éléments, on a établi à 48 cal/Kg de ciment la quantité de chaleur dégagée. Cette valeur trop faible est cependant plus grande que toutes celles qui ont été déterminées dans les laboratoires. Elle montre aussi que la masse de béton possède un assez fort pouvoir isolant thermique, c'est-à-dire que le coefficient interne de conductibilité thermique est petit: on ne peut donc pas s'attendre à un refroidissement naturel rapide d'un barrage si l'on ne prend pas des dispositions particulières pour l'activer.

Refroidissement. — La valeur du coefficient interne de conductibilité thermique intervient pour fixer les conditions des échanges de chaleur à l'intérieur du massif. L'isolation thermique, définie par la valeur du coefficient externe de conductibilité et le degré d'humidité du béton, ainsi que la valeur de la température extérieure, jouent un rôle très important dans la question du refroidissement. Dans l'exemple cité plus haut qui a servi à calculer la chaleur dégagée dans la réaction, l'isolation thermique avait une valeur telle que l'abaissement de la température n'était que de 2°, dix jours après que le maximum eut été atteint. C'est à la masse

du béton mise en place d'un seul coup qu'il faut attribuer cette circonstance. Dans la partie centrale d'un grand ouvrage, on pourrait presque dire au centre de gravité d'une section verticale, où la température était de 38° à la prise, elle est de 35° le 1er septembre 1923, deux mois plus tard. Elle est encore 20° le 1er juillet 1926.

« L'équilibre thermique d'un barrage à gravité n'est souvent atteint qu'après plusieurs années. C'est ainsi que le noyau central du barrage de Barberine, qui a atteint une température de 38° centigrades, se refroidit de 6° par an seulement. Pendant une longue période, la température du centre du barrage a dépassé de plus de 30° celle des parements. Ces différences de température entre le centre et les parements ont pour résultat de créer des tensions intérieures très considérables qui modifient complètement la répartition des efforts calculés.

« En effet, sous l'action d'une température plus élevée, le béton du noyau central durcit plus rapidement et acquiert un plus fort module d'élasticité que le même béton des parements. Le béton du noyau, plus résistant, moins élastique, moins soumis au retrait, est encore dilaté par la chaleur interne par rapport au béton du parement qui possède les propriétés inverses. Il en résulte des tensions sur les parements qui peuvent y provoquer des fissures horizontales de traction, tandis que le noyau est soumis à des compressions supplémentaires.

« Au barrage de Barberine, il a été constaté au parement amont, rive droite, plusieurs fissures horizontales, paraissant provenir d'efforts de traction dans le sens vertical. Ces fisures horizontales, constatées *avant* la mise en charge, en des points où le calcul usuel indique des compressions même en pleine charge, ne peuvent être attribuées qu'aux efforts internes développés par le déséquilibre thermique du barrage. »*

On voit l'intérêt qu'il y a à prendre, au cours de la construction d'un important ouvrage, toutes les mesures compatibles avec l'avancement des travaux, qui permettront de réduire au minimum l'élévation de la température, et faciliteront la dissipation de la chaleur. Parmi ces mesures, il en est qui sont contradictoires avec le but poursuivi parce qu'elles influent défavorablement sur la résistance mécanique de l'ouvrage: ainsi, l'augmentation d'eau de gâchage abaisse la température de prise, mais diminue la résistance

---

* Cf. *P. Joye*. Recherches sur les propriétés thermiques du ciment (Rapport N° 18 du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux, Zurich 1925). Observations de M. Bolomey, ingénieur, p. 10.

à l'écrasement et favorise le retrait dû à la dessication. L'introduction de matières inertes dans le ciment réduit en général la quantité de chaleur dégagée, mais, tout effet de l'adjonction sur la résistance mécanique étant réservé, il peut se produire, selon la composition chimique de la matière ajoutée et son état de finesse (c'est le cas des silices en poudre microscopique), une élévation assez forte de la température de prise, et une augmentation notable du retrait.

Il semble donc que les procédés physiques de refroidissement doivent avoir le pas sur ceux qui touchent aux phénomènes chimiques de la prise. Parmi les premiers, il faut signaler le bétonnage par blocs de dimensions restreintes, de préférence plutôt réduits en hauteur, et séparés des blocs voisins par des joints étroits, afin de développer les surfaces en contact avec l'air. L'arrosage, non pas durant la prise, mais quelques jours après que celle-ci s'est effectuée, facilitera beaucoup le refroidissement, sans augmenter notablement le retrait.

C'est à des mesures de cet ordre, à la présence de nombreux joints de dilatation, et aux conditions climatériques que l'on doit attribuer le refroidissement relativement rapide que l'on a pu constater au barrage de Spitallam (Oberhasli). D'octobre à décembre 1928, le thermomètre situé dans la partie la plus large du massif s'est abaissé de 37° à 21°; quatre mois plus tard, il atteignait 9° et se stabilisait, deux ans après la mise en place du béton, à la température presque invariable de 6°. Dans les sections plus étroites du barrage, un hiver suffisait pour amener cette partie du massif à une température variant suivant la situation du thermomètre par rapport aux parements de 0° à 6°.

Transmission de la chaleur à travers le béton. — L'apport de nouveau béton au dessus de segments où la prise est terminée, a pour effet de produire un réchauffement que signale le thermomètre de la couche inférieure. En général, lorsque l'apport de béton a lieu pendant la période où la température de la couche est peu éloignée de la température de prise, il en résulte une élévation du degré thermique, qui ne dépasse pas 2 ou 3 degrés.

Par contre, lorsque les bétonnages successifs sont séparés par plusieurs mois durant lesquels la couche première s'est fortement refroidie, l'effet est beaucoup plus sensible et se fait sentir assez rapidement, environ 4 jours après sa mise en place.

Température de la couche au moment du bétonnage.	Temps écoulé entre les 2 bétonnages.	Température à la base de la couche inférieure.
35°	4,5 jours	37°
6°	8 mois	11°
2°	Idem	7°

L'apport de nouvelles masses de béton, successivement superposées à un intervalle moyen de 5 jours, produit une élévation totale de la température de 8 à 10° suivant les conditions d'isolation thermique. Il est naturel que le remplissage des joints de contraction qui a lieu sur toute la hauteur du massif amène une quantité de chaleur qui réagira sur les thermomètres les plus proches. Nous citons, à titre d'exemple et sans vouloir en tirer pour le moment des conclusions générales, les observations suivantes qui, à quelques dixièmes de degré près, ont été renouvelées plusieurs fois.

La température du thermomètre placé à la limite du joint passe de 6° au moment du bétonnage, en 9 jours à 19,5°. Dans la section à 1 m. du joint, elle s'élève de 8°,5 à 13°, en 35 jours, pour le thermomètre le mieux protégé par l'épaisseur du béton et de 5° à 9° en 43 jours pour celui qui, placé au bord, est moins isolé thermiquement. Les thermomètres placés au centre des massifs voisins n'indiquent qu'une élévation insignifiante.

La température et le retrait. — Les études qui ont été entreprises sur les effets thermiques dans les ouvrages en béton, ont montré l'importance de la température de prise et la nécessité qu'il y avait à abaisser l'état thermique de l'ouvrage, avant de terminer sa construction. On évite ainsi des tensions, sans cependant être certain qu'il ne se produira pas des fissures. L'abaissement de la température peut être certes une des causes du retrait, mais non pas la seule. Suivant la conception que l'on se fait des phénomènes autres que les phénomènes mécaniques qui tendent à modifier les dimensions d'une construction, on peut admettre que le coefficient de dilatation ou le module d'élasticité du ciment, du mortier, du béton, n'est pas une grandeur déterminée comme elle l'est pour les métaux, mais une grandeur fortement influencée par la quantité d'eau de liaison que contiennent ces corps.

Suivant une autre manière de voir, à l'effet de température produisant suivant son sens, une dilatation ou un retrait *thermiques*, se superpose une dilatation ou un retrait *hygrométriques*. On peut, en effet, constater qu'en élevant la température d'une éprouvette

de ciment pur en même temps qu'on la dessèche, il se produit un retrait. Ainsi pour un abaissement du degré hygrométrique de 100 à 86 %, le retrait est de 40, 10^{-5} alors que le coefficient de dilatation du ciment humide est admis à $1{,}10^{-5}$. Pour fixer le rôle que joue le retrait de dessication dans un ouvrage, des recherches sont à entreprendre, qui devront tendre à mesurer simultanément, la température, l'état hygrométrique et la grandeur des tensions en divers points de l'ouvrage.

Fribourg, le 22 octobre 1932.

Deformationsmessungen an Staumauern

Bericht LANG

Jede Staumauer erleidet durch die auf sie einwirkenden Kräfte kleine Formänderungen, die sich im Prinzip so äussern, dass jeder Punkt der Mauer durch das Auftreten dieser Kräfte einen ganz bestimmten kleinen räumlichen Weg zurücklegt. Unter der Voraussetzung stetig wirkender Kräfte und eines relativ kleinen Zeitabschnittes kann dieser räumliche Verschiebungsweg als gerade Strecke, z. B. bestimmt durch die Weglänge Δd, die Wegrichtung φ und die Höhenänderung Δh, aufgefasst werden.

Eine von wissenschaftlichen Standpunkte aus ideale Messeinrichtung für die Erfassung der Mauerdeformationen wäre nun eine solche, die das direkte Messen der *absoluten* Beträge dieser 3 räumlichen Komponenten des Verschiebungsweges an vielen Stellen der Mauer, so namentlich auch im Innern der Mauer auf einfache Weise und in beliebigen Zeitabständen ermöglichen würde. Dadurch müsste es offenbar gelingen, die Abhängigkeit der Deformationen von den einzelnen äussern und innern Kräften und von der Zeit klar zu erfassen. Solche vollkommenen Messeinrichtungen sind aber bis heute nicht bekannt. Die meisten Messmethoden müssen sich damit begnügen, die Deformation eines einzelnen oder ganz weniger Punkte in einer bestimmten bevorzugten Richtung (hauptsächlich derjenigen des Wasserdrucks) zu messen.

Es zeigen sich für die Messung der Deformationen an Staumauern unter anderm folgende Eigenheiten:

1). Im Gegensatz zu Brückenproben, bei denen die zu messende Verformung sich nach Wunsch innert weniger Minuten oder Stunden erzeugen lässt, erstreckt sich bei grossen Staumauern diese Verformungsfrist auf Wochen oder Monate, ja sogar auf Jahre, wenn man die zeitlichen Wirkungen langfristigen Kräftespiels auch studieren will. Daraus folgt, dass man alle Messeinrichtungen an der Mauer in Abweichung von der bisherigen Uebung *zeitbeständig* anordnen muss.

2). Unter dem Einfluss des Wasserdrucks verformt sich nicht nur die Staumauer selbst, sondern in einem gewissen kleinen Masse

auch der Fels der nächsten Umgebung. Wünscht man daher in die Verformung auch der Kontaktzone zwischen Mauer und Fels einigen Einblick zu erhalten, so ist eine hiefür geeignete Messmethode zu wählen.

Im Folgenden sollen nun die in den letzten Jahren in der Schweiz an Staumauern zur Anwendung gekommenen Messmethoden vom *messtechnischen Standpunkte* aus kurz betrachtet werden, um festzustellen, welchen Teil der eingangs aufgestellten Idealforderung jede einzelne Methode zu erfüllen und wie sie die im Vorstehenden erwähnten Eigenheiten zu berücksichtigen vermag.

Die Messverfahren lassen sich in 2 Gruppen, die messtechnisch grundsätzlich voneinander verschieden sind, einteilen.

A. Verfahren, die ihre Messinstrumente an der sich verformenden Mauer selber aufstellen und ablesen. Hieher gehören :

1). Distanzmessungen mit Mikrometerstäben oder Dehnungsmessern.

2). Neigungsmessungen mit Klinometern.

3). Staffelmessungen mit dem Lotstab nach Juillard.

4). Schachtlotungen nach Juillard.

B. Verfahren, die mit ihren Instrumenten vom «Festen» aus (also ausserhalb der Mauer) die Verformung der Mauer messen.

1). Alignementsmessungen.

2). Trigonometrische Messungen.

A. *Messinstrumente im « Bewegten » (an der Mauer selbst).*

1). *Distanzmessungen mit Mikrometerstäben oder Dehnungsmessern.*

Die einzelnen Messtrecken werden durch geeignet ausgebildete Bolzen bleibend versichert. Unter der Voraussetzung eines invariablen Mikrometerstabs erhalten wir durch zeitlich auseinanderliegende Messungswiederholungen aus den Ablesungsdifferenzen unmittelbar die Längenänderungen dieser Messtrecken auf wenige tausendstel Millimeter genau. Solche Messungen sind nur einwandfrei, wenn der Mikrometerstab vor und nach jeder Messungsserie auf einer nahe bei der Messtelle liegenden dauernd unveränderlichen Vergleichsstrecke verglichen und wenn die Temperaturänderungen berücksichtigt werden.

Messungen dieser Art sind z. B. an der Spitallammsperre unter Anwendung aller Vorsichtsmassregeln zur Erfassung von Schwinderscheinungen durch fortgesetztes Messen von Fugenbreiten und Baublockstrecken durchgeführt worden. Durch Aneinanderreihung von annähernd 100 Messtrecken studiert man zudem die Längenänderungen eines ganzen Gogens von Fels zu Fels. Auch bei Pfaffensprung, Barberine und Garichte liegen Dehnungsmessungen vor.

Distanzmessungen allein liefern kein abgeschlossenes Bild der absoluten Mauerverformung (weil die Polygonwinkeländerungen zwischen den einzelnen Messtrecken nicht bekannt sind). Hingegen sind sie zur Bestimmung der Betonspannungen an bestimmten Mauerstellen oder von Schwinderscheinungen in Baublöcken das gegebene Verfahren, weil die damit erreichbare Genauigkeit einer Längenänderungsbestimmung grösser ist als bei andern Verfahren.

2). *Neigungsmessungen mit Klinometern.*

Betoniert man Stäbe (Montsalvens, Barberine, Pfaffensprung) oder ebene Platten [1] (Garichte) ungefähr horizontal an verschiedenen Stellen der Mauer ein, so kann man deren Neigungsänderung im Laufe der Zeit mit Hilfe einer empfindlichen durch Mikrometerschraube neigbaren Libelle messen und daraus z. B. Deformationslinien in Querschnitten berechnen, indem man voraussetzt, die Neigungsänderung von einem Klinometer zum nächst höhern sei eine stetige.

Voraussetzung für das gute Gelingen solcher Messungen ist auch hier eine sorgfältige Vergleichnung des Klinometers vor und nach jeder Messung auf einer « unveränderlich geneigten » Messstelle in der Nähe des Bauwerks und ein vorsichtiger Schutz der Stäbe oder Platten vor Beschädigung im Laufe der Jahre. Eine zu besonderer Vorsicht vor Zufälligkeiten zwingende Eigenheit dieser Messmethode ist die Kleinheit der Messtrecke (7 cm beim Klinometer Huggenberger). Höhenänderungen von 1/1000 Millimeter eines Klinometerfusses erzeugen bereits Winkeländerungen von 3".

Klinometermessungen haben die Eigenschaft nur solche Mauerdeformationen zu erfassen, die durch eine Neigungsänderung des Bauwerks sich ausdrücken. Verschiebungen des Mauerfundaments

---

1) Siehe « Festigkeitsprüfung mit Hilfe des Klinometers » von Dr. A. U. Huggenberger, Kons. Ingr. Zürich. Schweiz. Bauzeitung vom 19. März 1932.

lassen sich daher nicht oder nicht vollkommen erfassen. Interessieren jedoch lediglich die durch Neigungsänderungen entstehenden Deformationen senkrecht zum Wasserdruck, so liefert diese Methode einfach, rasch und genügend genau die gewünschten Ergebnisse.

3). *Staffelmessungen mit dem Lotstab nach Juillard.*

Den Nachteil der kurzen Messtrecke vermeidet der an der Spitallammsperre nach den Angaben von Ingenieur Juillard erstmals zur Anwendung gekommene Lotstab, der die schrittweise Messung der Horizontaldistanz in einem durch Bolzen von Stufe zu Stufe versicherten Querprofil ermöglicht. Durch Wiederholung dieser Staffelmessung bei andern Stauverhältnissen erhält man Distanzdifferenzen und daraus die geschlossene Deformationslinie (im Sinne des Wasserdrucks) in diesem Querprofil. Die Einrichtung besteht aus einem mittelst Libelle senkrecht zu stellenden Lotstab, von dem aus an einem horizontalen Masstab mittelst Schraubenmikroskop die Horizontaldistanz von einem Bolzen zum nächst höhern abgelesen werden kann. Da die Messung der Scheitelderformation z. B. an der Spitallammsperre aus einer 35 maligen Aneinanderreihung dieser Einzeloperationen besteht, so ist auch hier wie bei den Distanzmessungen mit dem Mikrometerstab auf möglichste Vermeidung systematischer Fehler herrührend von Temperatur- oder Aufstellungsfehlern zu achten. Eine jeweilige Vergleichung vor und nach einer Messungsserie auf einer « unveränderlichen » Normalstufe ist daher auch hier notwendig.

Als Vorzug dieser Messungsart gegenüber der unter 2.) beschriebenen Klinometermessung ist die grosse Messtrecke von 2 m und die Möglichkeit der lückenlosen Aneinanderreihung der Messtrecken über die ganze Mauerhöhe hervorzuheben. Ferner besteht ein Vorteil dieser Messmethode gegenüber dem im Folgenden zu besprechenden trigonometrischen Verfahren darin, dass sie an allen zugänglichen Orten, also auch im Mauerinnern z. B. in Messschächten zur Anwendung kommen kann. Zudem ist der Wegfall von Fernrohrzielungen erwähnenswert, wodurch die Gefahr von Refraktionsstörungen ausgeschaltet wird. Als Nachteile sind unter Umständen zu buchen, die Gefahr einseitiger Fehleraddition, die Beschränkung auf Deformationsmessungen nur im Sinne des Wasserdrucks und die Notwendigkeit, die Mauer für die Messung begehen zu müssen. Die instrumentelle Messgenauigkeit ist grösser als die Genauigkeit der trigonometrischen Methode.

4). *Schachtlotungen.*

An der Spitallammsperre ist erstmals nach den Vorschlägen von Ingenieur Juillard eine Schachtlotungseinrichtung eingebaut worden, mit der es möglich wird die Horizontalbewegungen des Lotaufhängepunktes in der Mauerkrone gegenüber seinem Fusspunkt im Fundament zu messen. Durch geeignetes Festhalten des Lotdrahtes kann auch die Relativbewegung bezüglich dem Fusspunkt von beliebigen Zwischenpunkten des Schachtes erfasst und so eine Deformationskurve des ganzen Schachtes aufgenommen werden. Diese Schachtlotung hat gegenüber den im Folgenden zu besprechenden Alignementsmessungen Vorzüge. Einmal ist bei zweckmässiger Ausführung die Messgenauigkeit grösser und ziemlich unabhängig von der Mauerhöhe. Der mittlere Fehler einer Lotung liegt nach den Erfahrungen an der Grimsel unter ± 0.1 m/m. Sodann erhält man die Bewegung der Mauerkrone gegenüber dem Fusspunkt zweidimensional. Die Bedienung ist sehr einfach und unabhängig von der Witterung.

B. *Messinstrumente im « Festen » (ausserhalb der Mauer).*

1). *Alignementsmessungen.*

Alignementseinrichtungen für Staumauern bestehen im Prinzip aus einem auf festem Pfeiler montierten Zielfernrohr auf der einen Talseite und einer festen Zielmarke am Gegenhang. In der dadurch in der Natur abgesteckten « festen » Vertikalebene liest man nun am Zielfernrohr die bei Bogenmauern gewöhnlich im Mauerscheitel angebrachte Mire (Millimeterskala) oder bei geraden Mauern eine oder mehrere in der Mauerkrone angebrachten Miren ab. So kann man die Bewegungen der Mauerkrone quer zu dieser Vertikalebene feststellen. Die Messgenauigkeit beträgt bei einer Entfernung von 100 m der Mauermire vom Zielfernrohr ca. ± ½ mm.

Eine solche Einrichtung ist einfach zu bedienen. Sie liefert aber auf lange Dauer nur dann einwandfreie Ergebnisse, wenn die beiden Fixpunkte und damit die Vertikalebene im Laufe der Jahre wirklich unverändert bleiben und wenn der Zielstrahl durch zufällige Refraktionsstörungen bei den einzelnen Messungen keine Ablenkung von der geraden Richtung erfährt. An der Staumauer *Montsalvens* zeigen regelmässig seit Jahren alle Monate durch-

geführte Alignements einen wertvollen Einblick in das Verhalten des Bogenscheitels bezüglich Temperatur und Wasserdruck.

2). *Trigonometrische Deformationsmessungen.*

Von den im Vorstehenden behandelten Messverfahren gänzlich verschieden ist die im Folgenden eingehender zu besprechende trigonometrische Methode der Deformationsbeobachtungen. Sie stellt sich zur Aufgabe, Grösse und Richtung und unter Umständen auch die Höhenänderung der Verschiebungswege einer Anzahl Punkte der Mauer, also alle 3 Verschiebungskomponenten, mit den Messmethoden der Triangulationspraxis zu erfassen. Diese im Jahre 1921 erstmals durch *Ingenieur H. Zölly* vorgeschlagene Messmethode [1] findet in « Deformationsmessungen an Staumauern nach den Methoden der Geodäsie » [2] eine ausführliche und mit Beispielen belegte Darstellung.

Man bestimmt im Prinzip die Lageänderung eines in der Mauer eingelassenen Zielbolzens durch wiederholte Richtungsmessungen, sog. « Vorwärtseinschneiden », von 2 festen ausserhalb des Bauwerks gelegenen Beobachtungspfeilern aus. (Fig. 1)

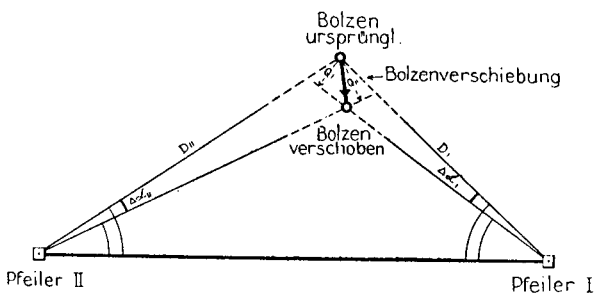


Fig 1
Wiederholtes Vorwärtseinschneiden

In der Praxis gestaltet sich die Anordnung gewöhnlich so, dass man aus Gründen der Sicherheit und zur Erhöhung der Messgenauigkeit nicht bloss 2, sondern 3 oder mehr *Pfeiler* im Fels der

1) Siehe Schweiz. Bauzeitung vom 20. Januar 1923.
2) Von W. Lang, im Verlag der Eidg. Landestopographie 1929. 58 Seiten mit 64 Figuren. Preis Fr. 6.—

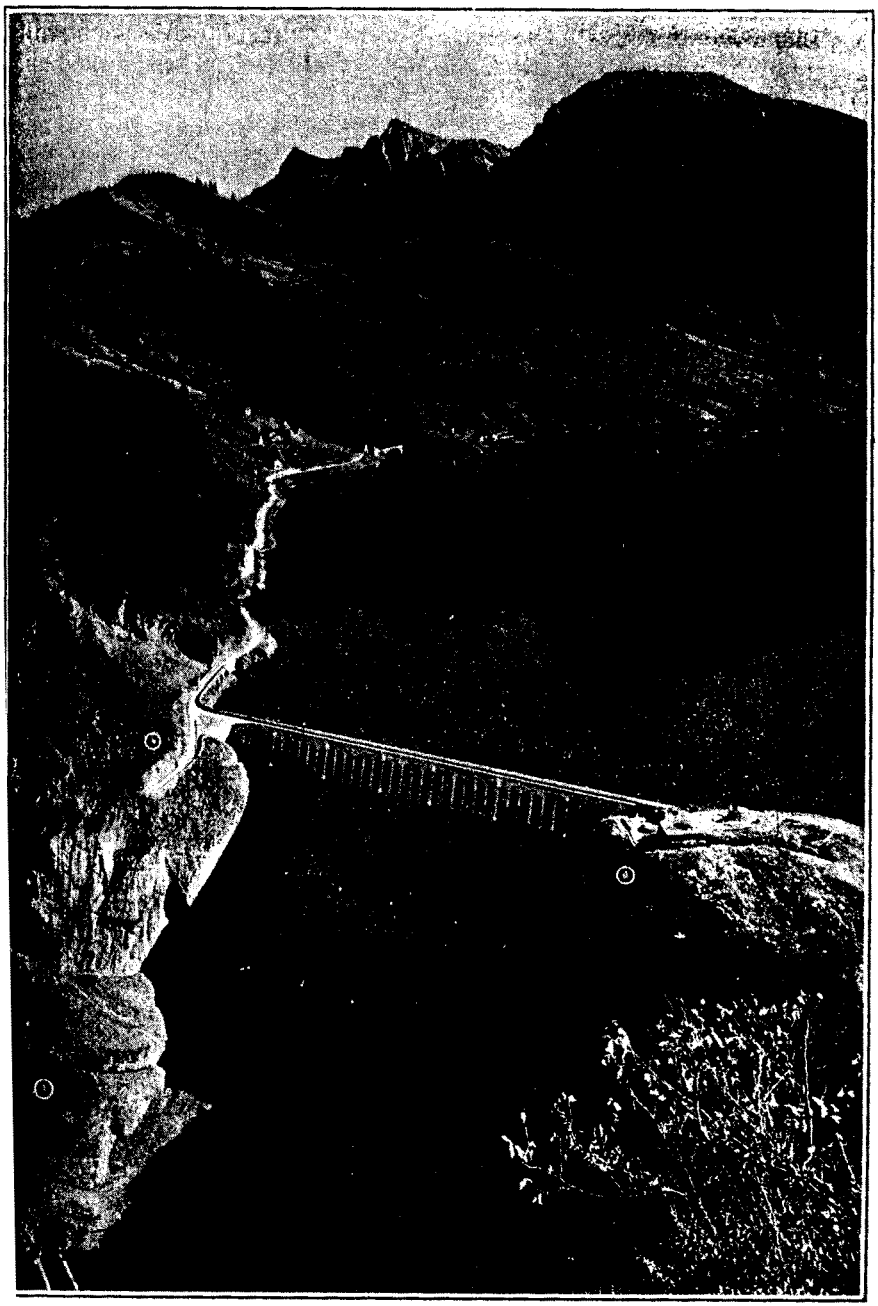


Fig. 2. — Staumauer Schräh (Photo) : Gesamtansicht.

Umgebung, möglichst abgerückt von der Druckzone der Mauer disponiert. (Siehe Fig. 2 und 5).

Die Pfeiler (Fig. 3) besitzen im Zentrum einen Bolzen mit Zwangszentrierung für den Theodoliten und die Pfeilerzielmarken.

Eine wichtige Rolle spielen die im Fels der Umgebung eingelassenen Zielbolzen, die sog. *Versicherungsbolzen*.

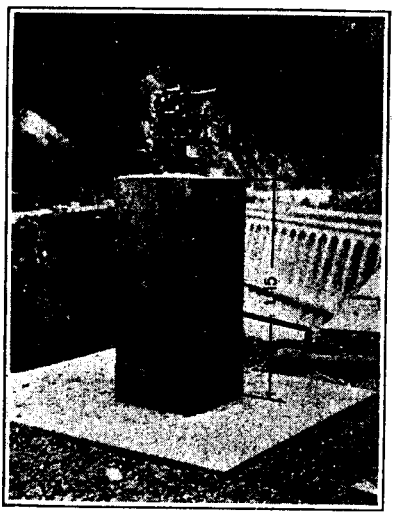


Fig. 3. — Beobachtungspfeiler (Photo).

Einmal dienen sie zum Anbinden (Orientieren) der Richtungen nach den sich verschiebenden Mauerbolzen an die feste Umgebung. Sodann muss mit Hilfe dieser Bolzen der Nachweis unveränderlicher Beobachtungspfeiler oder im Falle einer eingetretenen Pfeilerverschiebung dieErmittlung von Grösse und Richtung dieser Verschiebung (durch sog. « Rückwärtseinschneiden ») möglich sein.

Die *Mauerbolzen* sind zweckmässig über die ganze Mauerfläche in Zeilen und Kolonnen möglichst rationell zu verteilen. Alle Zielbolzen (sowohl die Mauer- als die Versicherungsbolzen) tragen ein Zielbild entsprechend Fig. 4, das gegenüber frühern Ausbildungen den Vorzug hat, für kurze wie lange Zielungen und auch für das Messen der Höhenwinkel gut geeignet zu sein und das keine besondern Vorkehren für exaktes Versetzen bedarf.

Die Gesamtheit aller Pfeiler und Bolzen bildet die *Netzanlage*. Ihre eingehende und gut überdachte Erkundung im Gelände ist das Wesentlichste für das gute Gelingen einer Beobachtungseinrichtung (Fig. 5).

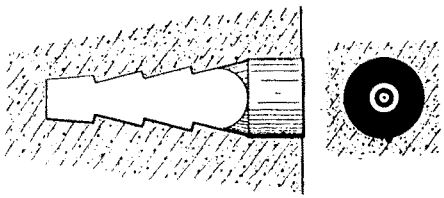


Fig. 4. — Zielbolzen.

Schräh. Richtungsbeobachtungen auf Pfeiler. I.

TABELLE I.

Zielpunkt	Distanz	Distanz mm / ρ''	A 12 bis 14 Mai 1925			B 4 bis 6. Oktober 1926				
			Stauhöhe: 860,96			Stauhöhe: 899,43				
	von Station bis Zielpunkt		Richtungen A			Richtungen B	Richtungs-Differenz Δ α B — A unorientiert	Richtungs-Differenz Δ α B — A orientiert	Querverschiebung B — A	Mittl. Fehler der Querverschiebung
1	2	3	4			5	6	7	8	9
	m	mm / ρ''	°	'	"	"	"	"	mm	mm
							— 1,7	± 0,47		
C	123,5	0,604	237	5	44,3	47,5	+ 3,2	+ 1,5	+ 0,91	± 0,46
A	14,6	0,071	298	38	47,0	53,3	+ 6,3	+ 4,6	+ 0,33	0,05
1 a	47,6	0,231	279	28	15,1	21,3	+ 6,2	+ 4,5	+ 1,04	0,18
2 a	56,9	0,276	303	57	42,0	65,9	+ 23,9	+ 22,2	+ 6,13	0,21
3 a	73,4	0,356	319	32	65,8	95,7	+ 29,9	+ 28,2	+ 10,04	0,27
4 a	89,7	0,435	327	43	29,2	54,7	+ 25,5	+ 23,8	+ 10,35	0,33
5 a	111,4	0,540	334	18	20,8	34,2	+ 13,4	+ 11,7	+ 6,32	0,42
6 a	132,8	0,644	338	31	27,3	33,7	+ 6,4	+ 4,7	+ 3,03	0,50
1 b	44,9	0,218	279	57	64,2	70,0	+ 5,8	+ 4,1	+ 0,89	0,17
0 b	46,0	0,223	284	51	72,7	80,6	+ 7,9	+ 6,2	+ 1,38	0,17
2 b	54,9	0,266	305	22	49,8	71,0	+ 21,2	+ 19,5	+ 5,19	0,21
3 b	71,8	0,348	321	2	17,2	42,5	+ 25,3	+ 23,6	+ 8,21	0,27
4 b	88,4	0,428	329	3	45,7	66,0	+ 20,3	+ 18,6	+ 7,96	0,33
5 b	110,0	0,533	335	23	35,3	45,0	+ 9,7	+ 8,0	+ 4,26	0,41
6 b	132,2	0,641	339	33	57,6	60,4	+ 2,8	+ 1,1	+ 0,71	0,49
2 c	40,5	0,196	322	1	23,5	34,8	+ 11,3	+ 9,6	+ 1,88	0,15
3 c	61,1	0,296	335	46	66,8	81,8	+ 15,0	+ 13,3	+ 3,94	0,23
4 c	80,2	0,389	341	32	46,1	58,8	+ 12,7	+ 11,0	+ 4,28	0,30
5 c	103,4	0,501	345	35	45,2	48,1	+ 2,9	+ 1,2	+ 0,60	0,39
4 d	76,7	0,372	354	4	47,8	53,6	+ 5,8	+ 4,1	+ 1,53	0,29
III	167,5	0,812	0	0	12,4	13,6	+ 1,2	— 0,5	— 0,41	0,63
J	325,0	1,575	26	20	60,9	61,8	+ 0,9	— 0,8	— 1,26	1,21
E	276,8	1,342	46	50	9,0	11,3	+ 2,3	+ 0,6	+ 0,81	1,04
B	19,3	0,093	70	55	33,4	36,7	+ 3,3	+ 1,6	+ 0,11	0,05
Mittlerer Fehler einer Angabe						"	± 0,45	± 0,42	± 0,62	± 0,77

Für die Beobachtung kommen nur *Instrumente* sorfältigster Ausführung in Frage. Bis heute sind in der Schweiz und in Spanien ausschliesslich Einachser Mikroskoptheodolite von Hildebrand Freiberg i. S. von 21 cm Kreisdurchmesser verwendet worden.

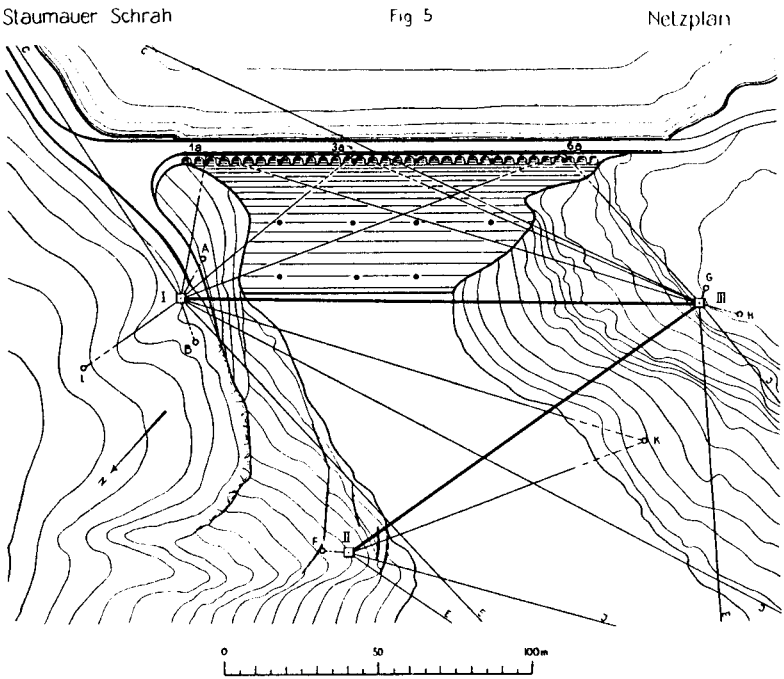


Fig. 5. — Staumauer Schräh : Netzplan.

Die *Anordnung der Beobachtungen* auf den Pfeilern ist eine sehr einfache. Der sichern Aufstellung wegen kann man bei genügender Vorsicht grosse Sätze von 20 — 40 Sichten beobachten, d. h. meistens die Gesamtheit aller anzuzielenden Versicherungs- und Mauerbolzen in einem einzigen Satze zusammenfassen. Meistens werden auf jedem Pfeiler je 2 Sätze beobachtet.

Ueber die *Auswertung* der bei verschiedenen Stauzuständen wiederholten Beobachtungen orientiert die nebenstehende Tabelle 1. Endprodukt dieser Tabelle sind die Querschiebungen Q, mit deren Hilfe man in einem graphischen Punktplan z. B. 1 : 500 durch Ziehen von « Q-Parallelen » die eigentliche Bolzenverschiebung ermittelt (Fig. 6).

Die Erfahrung hat gezeigt, dass selbst bei geraden Staumauern

die Verschiebungsrichtung keineswegs immer senkrecht zur Mauer d. h. gleichgerichtet mit dem Wasserdruck verläuft. Ihre Kenntnis kann unter Umständen viel zur Abklärung des in der Mauer wirk-

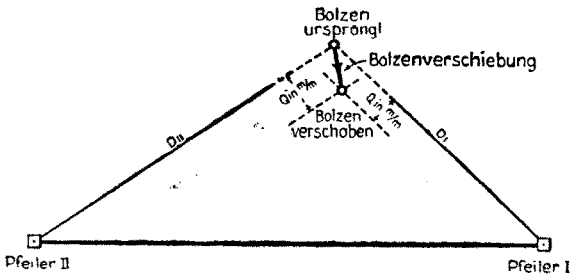


Fig. 6
Graphische Ermittlung der Bolzenverschiebung aus den Querverschiebungen

samen Kräftespiels beitragen. Die Ermittlung der Wegrichtung ist daher keine überflüssige Arbeit (Fig. 7)

Der Plan der *Verschiebungswege* ist nun Ausgangspunkt für alle weitern Darstellungen. Aufschlussreich sind namentlich die *Deformationslinien* in horizontalen und vertikalen Schnitten in axonometrischer Darstellung (Fig. 8).

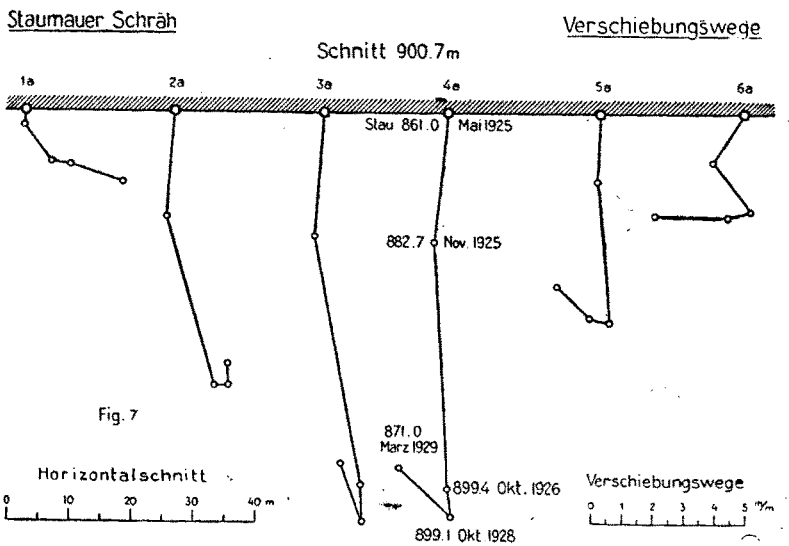


Fig. 7

Fig. 7. — Staumauer Schräh : Verschiebungswege.

Von besonderem Werte können die sog. *Q-Linien* werden. Es sind dies Linien, die den Einfluss der Stauhöhe auf die Deformation eines bestimmten Bolzens zur Darstellung bringen (Fig. 9).

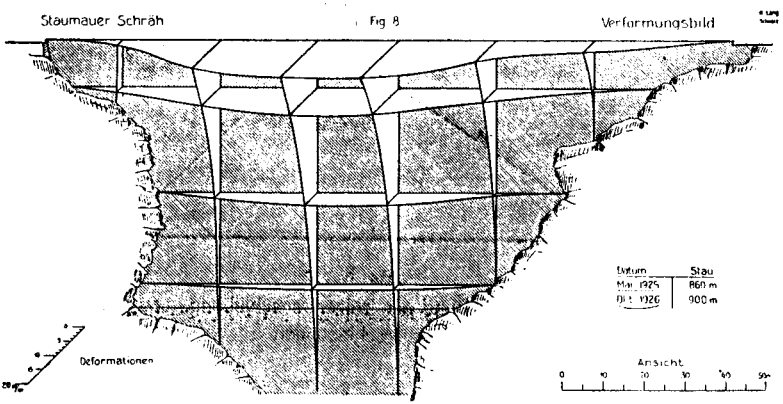


Fig. 8. — Staumauer Schräh : Verformungsbild.

Bei verschiedenen Mauern hat sich in dieser Darstellungsart gezeigt, dass die Mauern im Laufe der Jahre um sehr kleine, aber immerhin messbare Beträge talwärts wandern. Ausser den Deformationen in horizontalem Sinne können an einer Staumauer auch *Höhenänderungen* einzelner Mauerteile interessieren. Sind nur die Höhenänderungen von Mauerkrone und Fuss erwünscht, so werden diese am genauesten und einfachsten durch wiederholtes *Präzisionsnivellement* erfasst. Dabei ist es wichtig, für genügend viele Anschlussbolzen im Fels der beiden Talflanken besorgt zu sein.

Will man ausser der Horizontalverschiebung der Mauerbolzen auch deren vertikale Bewegungskomponente kennen, so können wir mittelst wiederholter *trigonometrischer Höhenwinkelmessung* diesen Wunsch erfüllen. Auf diese Weise sind in den letzten Jahren einige Mauern mit Erfolg untersucht worden. Es haben sich dabei unter anderm Fälle gezeigt, bei denen die horizontalen Verschiebungen erst verständlich erschienen nach Betrachtung der entsprechenden Höhenänderungen. Höhenuntersuchungen können daher unter Umständen für die Beurteilung der Mauerqualität auch von Wert sein.

4). *Anwendung der trigonometrischen Methode in der Praxis.*

Die trigonometrische Deformationsmessung nach den von der Eidg. Landestopographie entwickelten Grundsätzen hat bis heute

die aus nachstehender Tabelle 2 ersichtliche Anwendung gefunden.

TABELLE 2

N°	Staumauern	Gewicht oder Bogenmauer.	Beginn der Beobachtung.	Anzahl			
				Beobachtungen (Stauzustände)	Pfeiler	Vers. bolzen	Mauerbolzen.
	Schweiz						
1	Montsalvens	Bogen	1921	4	4	8	28
2	Pfaffensprung	Bogen	1922	3 (29)	3	9	20
3	Rempen	Gewicht	1924	10	3	7	24
4	Schräh	Gewicht	1925	8	3	9	19
5	Barberine	Gewicht	1926	6	4	9	21
6	Marécottes	Bogen (aufgelöst)	1926	7	1	3	7
7	Gelmer	Gewicht	1929	5	4	11	24
8	Spitallamm	Bogen	1929	15	10	27	117
9	Garichte	Gewicht	1930	8	5	13	46
10	Seeuferegg	Gewicht	1931	2	2	9	14
	Spanien						
11	Alloz	Bogen	1929	2	3	11	17
12	Burguillo	Gewicht	1929	8	4	15	25
13	Cala	Gewicht	1930	5	5	20	26

Ausser dem sind auch in Oesterreich vom Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen [1] und in Baden durch die Abteilung Landesvermessung [2] u. [3] trigonometrische Deformationsuntersuchungen nach ähnlichen Gesichtspunkten wie in der Schweiz an verschiedenen Staumauern ausgeführt worden. Bis Ende 1932 sind im ganzen 10 Staumauern in der Schweiz und drei Staumauern in Spanien nach der trigonometrischen Methode der Eidg. Landestopographie bei insgesamt 83 oder pro Mauer 6 verschiedenen Stauzuständen beobachtet worden. Dazu waren im Durchschnitt pro untersuchte Mauer 4 Pfeiler, 12 Versicherungsbolzen und 23 Mauerbolzen notwendig.

Bei 3 Staumauern (Burguillo, Spitallamm und Garichte) setzten die *Beobachtungen schon kurz nach Baubeginn ein*, um Erscheinungen des Schwindens und Deformationen durch ersten Stau vor

1) Geodätische Sicherungsmessungen an den Staumauern von Wasserkraftanlagen von Hofrat *Ingr. Ed. Demmer* Wien 1929.

2) Die Talsperrenfeinvermessung in Baden von Baurat *Dr. Ingr. Walther*, Karlsruhe (in « Der Bauingenieur » vom 5. März 1927).

3) Die Feinvermessung der Schwarzenbach-Talsperre in Baden von Vermessungsrat *Dr. Ingr. Idler*, Karlsruhe (N° 6 und 9, Jahrgang 1931 der « Allgemeinen Vermessungsnachrichten »).

Bauvollendung (Fugenfüllung) zu erfassen. Bei zwei Mauern (Spitallamm und Garichte) sind zudem von je 2 wasserseitigen Pfeilern aus *Beobachtungen* nach Bolzen *auf der Wasserseite* der Mauer ausgeführt worden, um ein Urteil über das gegenseitige Verhalten der beiden Mauerflächen und im Besondern über das Mass des Schwindens parallel zum Wasserdruck zu erhalten.

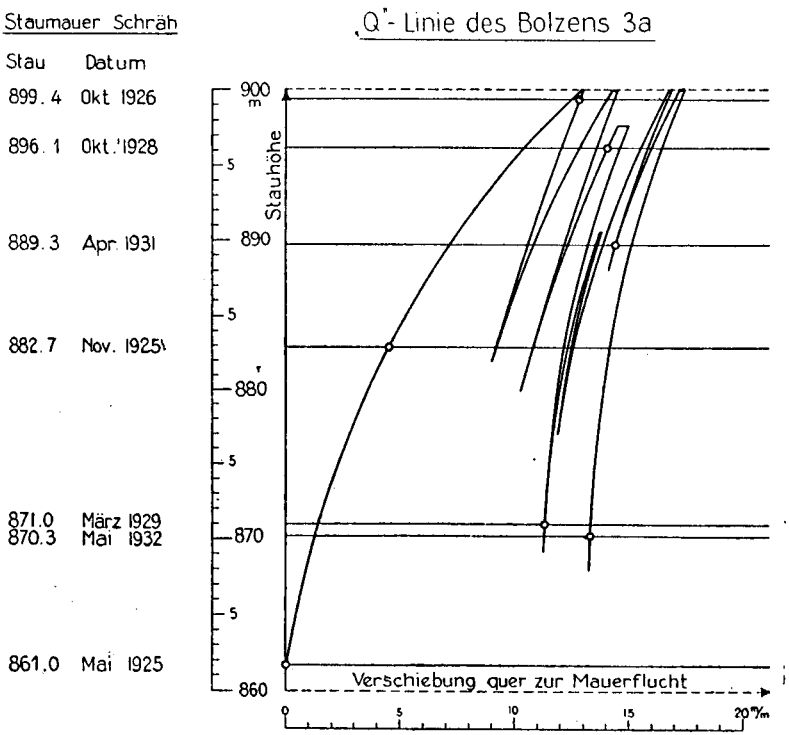


Fig. 9

Fig. 9. — Staumauer Schräh: «Q»-Linie des Bolzens 3a.

Alle übrigen Mauern hingegen sind *kurz nach Bauvollendung,* wenn möglich *noch vor dem Stau,* ein erstes Mal und dann bei der ersten Füllung ein zweites Mal (in wichtigen Fällen auch schon vorher) beobachtet worden. Weitere Wiederholungen ergaben sich jeweilen aus dem mehr oder weniger abgeklärten ersten Deformationsbild. Bis heute zeigt keine einzige der seit einigen Jahren untersuchten Staumauern ein vollständig stationäres Bild. Die meisten Mauern weisen eine fortschreitende Durchbiegung im Laufe der

Zeit auf, wobei die unter dem Einfluss der Druckschwankungen eintretenden Amplituden der Deformation abnehmen. Aus dieser Erscheinung leitet sich die Berechtigung oder vielmehr die Notwendigkeit perodischer Kontrollen der Deformationsverhältnisse grosser Staumauern in Zeitabständen von vielleicht 5 — 10 Jahren ab.

Bei den Staumauervermessungen der Eidg. Landestopographie wurden im Durchschnitt die nachfolgenden *Genauigkeitswerte* erreicht : Der mittlere Fehler einer in beiden Lagen beobachteten Richtung schwankt zwischen ± 0.6" und ± 1.0" und der mittlere Fehler eines Fehler einer Verschiebungsbestimmung schwankt je nach der Länge der Sichten, der Güte der Schnitte und der mehr oder weniger vollkommenen Unveränderlheit der Mauerumgebung zwischen ± 0.1 und ± 0.6 mm. Der mittlere Fehler einer Höhenänderung eines Mauerbolzens liegt zwischen ± 0.6 und ± 1.3 mm.

Die trigonometrische Deformationsmessung ist infolge der lang erprobten Beobachtungspraxis für Landesvermessungszwecke und der bei den vielen Staumauerbeobachtungen gesammelten wertvollen Erfahrungen sowohl bezüglich dem beobachtungs - als dem auswertungstechnischen Teil eine abgeklärte und gesicherte Methode. Trotzdem wird sie in Zukunft durch weitere Vervollkomnungen gewiss noch entwicklungsfähig sein.

Kehren wir nun zurück zum Ausgangspunkte unserer Abhandlung und überlegen, welchen Teil der dort aufgestellten Anforderungen an eine ideale Messeinrichtung durch die trigonometrische Methode erfüllt wird, so können wir folgendes feststellen.

1). Mit ihr gelingt es, Verschiebungen von Punkten der luft- und unter Unständen auch wasserseitigen Mauerfläche und auch von Punkten im anstossenden Fels zweidimensional oder auch räumlich in ihren *absoluten* Beträgen mit praktisch genügender Genauigkeit festzulegen.

2). Die ganze Beobachtungsanlage ist auf lange Dauer erstellt, sodass nichts im Wege steht, in beliebig grossen Zeitabschnitten die Mauerverformung zu messen.

3). Grundsätzlich unterscheidet sie sich von den meisten eingangs besprochenen Messmethoden durch das Aufstellen des Messinstrumentes ausserhalb der bewegten Mauer im « Festen », um vom « Festen » aus das « sich Verändernde » messen zu können. Daraus ergibt sich für die Beobachtung selbst, dass man die Mauer nicht zu begehen braucht, sondern z. B. auch während des Baues die Messungen durchführen kann.

4). Nicht erfüllbar ist die Forderung nach Beobachtung von Punkten im Mauerinnern (in Schächten). Hier sind offenbar Schachtlotungen, Messungen mit dem Lotstab oder Klinometermessungen berufen, in die Lücke zu springen.

5). Als ein Mangel gegenüber den direkten Messmethoden muss die Möglichkeit von Seiten- und Höhenrefraktionsstörungen angesehen werden. Tatsächlich sind dadurch namentlich bei stark flankierenden Zielungen gelegentlich verfälschte Resu[illegible]

Es dürfte in Zukunft für jedes neue grosse Bauwerk angezeigt sein, an Hand der Erfahrung und der theoretischen Erkentnis sorgfältig abzuwägen, welche Messmethode oder welche Kombination von sich ergänzenden Verfahren anzuwenden sei, um eine zuverlässige und tiefgreifende Erkentnis der Verformungsvorgänge im Bauwerk zu ermöglichen.

Bern, im Oktober 1932.

W. LANG

Ingenieur der Eidg. Landestopographie.

Eiflunss der inneren Temperatur und Deformation der Schwergewichtsmauer.

GENERAL — RAPPORT.

Von Dr. h.C. A. KAECH und H. JUILLARD (Suisse)

1. *Entwicklung der Methoden zur Messung der Temperatur und der Deformation.*

In der Schweiz sind in den letzten 15 Jahren einige grössere Talsperren errichtet worden. Die Sperrmauern der Jogne (Kraftwerk Broc der Entreprises Electriques Fribourgoises, erbaut 1918-1921 unter der Bauleitung von Dr. Ing. H. E. Gruner), und die Reussperre beim Pfaffensprung (Kraftwerk Amsteg der S. B. B. erbaut 1920-1924) sind Bogenmauern von 50, bezw. 25 m Höhe. Das konstruktive Prinzip, insbesondere das statische Verhalten dieser beiden Objekte erregte damals in den Fachkreisen grosses Interesse und diesem Umstand ist es zu verdanken, dass die Deformation dieser Sperren unter dem Wasserdruck eingehend beobachtet wurde.

Die Messungen wurden durch Ingenieure der Eidg. Landestopographie, Sektion für Geodäsie, durchgeführt mittelst trigonometrischer Beobachtungen mit dem Theodolit von bei den Widerlagern aufgestellten Pfeilern aus.* Das Prinzip der trigonometrischen Messungen ist im Spezialbericht von Ing. W. Lang ausführlich angegeben.

Neben den Deformationsmessungen sind bei der Brocsperre Temperaturbeobachtungen mittelst im Beton eingesetzten Thermoelementen durchgeführt worden. Das Prinzip der Messungen ist im speziellen Bericht von Herrn Prof. Joye, Fribourg, der diese Methode entwickelt hat, näher beschrieben.

* Siehe Schweiz. Bauzeitung, Band 81, Nr. 3 vom 20. Januar 1923.

Temperatur- und Deformationsmessungen sind bei den später erbauten Mauern bei Barberine (80 m hoch, erbaut 1919-1925) Schräh, 90 m hoch und Rempen, 30 m hoch wiederholt worden. Diese Sperren sind als reine Schwergewichtsmauern ausgebildet. Auch bei diesen Sperren wollte man sich mit Recht die Gelegenheit nicht entgehen lassen, die seit den ersten Anwendungen wesentlich entwickelten Messmethoden zu benutzen, um weitere wissenschaftliche Erkenntnisse über das Verhalten des Sperrenbetons zu gewinnen.

Den gleichen Zweck verfolgen Untersuchungen, welche bei der 1930/31 erbauten Staumauer Garichte des Niederenbachwerkes (Höhe 38 m, Länge 230 m) durchgeführt werden, wobei die Deformationsmessungen an einem Baublock systematisch verfolgt werden, jedoch ohne Beobachtung der Betontemperaturen.

2. *Erste Ergebnisse der Messungen.*

Bei den während einigen Jahren von Ingenieuren der Eidg. Landestopographie beobachteten Mauern wurde die Feststellung gemacht, dass die Deformation in Funktion der Zeit bei gleichem Seestand jahrelang zunimmt. Die Zunahme der Kronendurchbiegung gegenüber den Bezugspunkten hat bei einigen Mauern bis zu 2 mm pro Jahr betragen. Dieses überraschende Ergebnis gab Veranlassung, die Deformation der betreffenden Sperren noch näher zu verfolgen, sodass über diese interessante Erscheinung jetzt ein reichhaltiges Material vorhanden ist.

Mit Hilfe der trigonometrischen Messmethode kann die relative Verschiebung eines Mauerpunktes, sofern dieser in einem « günstigen Schnitt » gelegen ist, was für den mittleren Teil einer Sperre allgemein der Fall ist, mit einer Genauigkeit von ca. 0,5 mm bestimmt werden. Diese Genauigkeit ist für allgemeine Feststellungen, wie z. B. die oben angegebene Zunahme der Durchbiegung grösserer Sperren vollständig genügend. Wenn aber das statische Verhalten einer Sperre auf Grund ihrer Durchbiegung verfolgt werden soll, genügen Angaben über die Deformation im oberen Sperrenteil nich, sondern es ist nötig, auch über die naturgemäss kleinern Bewegungen der tieferen Sperrenteile, wo ja die grösste Kraftübertragung stattfindet, eine präzise Auskunft zu erhalten. Dafür sind die Ergebnisse der trigonometrischen Methode nicht ausreichend.

Bei der trigonometrischen Messung, sowie auch bei allen Metho-

den, welche auf der Bestimmung der Deformation von den Widerlagern aus beruhen, kommt noch der Umstand dazu, dass die Bezugspunkte selber nicht absolut fest sind. Diese Messpfeiler und die gesamte Umgebung eines neuen Sees erleiden bei den Schwankungen des Wasserspiegels Deformationen. Je nach der Entfernung der Pfeiler, der Grösse des Seebeckens, der Qualität des Gesteins, der Lage bezüglich der Sonnenbestrahlung usw. können relative Bewegungen der nächsten Umgebung der Sperre von einigen Millimetern entstehen. Messungen in einem Revisionsstollen der Spitallammsperre, welcher den sehr kompakten und festen Grimselgranit der Fundamentsohle durchquert, haben gezeigt, dass elastische Deformationen noch einige Meter tief im Fundament festgestellt werden können.

Die Temperaturmessungen bei den schweizerischen Talsperren haben die Ergebnisse der in Amerika gemachten Beobachtungen (u. a. Arrowrocksperre) bestätigt. Die beim Abbinden des Betons freiwerdende Wärmemenge erhöht die Betontemperatur um 20 — 25°C, sodass im Sommer Betontemperaturen bis zu 45°C erreicht werden können. Wenn keine besonderen Massnahmen zur Wärmeabführung getroffen werden, erfordert dann die Abkühlung des Betons mehrere Jahre (4-6 Jahre für 50 m starke Blöcke).

3. *Messungen bei den Talsperren der Kraftwerke Oberhasli.*

Bei den Kraftwerken Oberhasli sind auf Meereshöhe 1800 — 1900 drei Sperren errichtet worden, wobei die grösste mit einer Bauhöhe von 114 m als kombinierte Bogen-Schwergewichtsmauer und die zwei andern mit einer Bauhöhe von je rd. 30 m als Schwergewichtsmauern ausgebildet wurden. Bei den beiden Schwergewichtsmauern, der *Gelmersperre* (400 m lang) und der *Seeufereggsperre* (300 m lang) sind trigonometrische Durchbiegungsmessungen durchgeführt worden, um das Anfangsstadium einiger Mauerprofile festzustellen. Die Gelmersperre, welche seit 1929 im Betrieb ist und schon einige Wochen nach ihrer Fertigstellung unter vollen Druck gesetzt wurde, wies im zweiten Jahr eine um 2 mm zunehmende Durchbiegung auf; der Zuwachs ging aber vom zweiten auf das dritte Jahr wieder auf die Hälfte zurück. Bei der Seeufereggsperre sind beim Anstau auch nur geringe Deformationen festgestellt worden.

Die grosse Bogenmauer in der *Spitallamm.* (Bauhöhe 114 m, Krümmungsradius 90 m), welche in den Jahren 1928-1931 errichtet

Fig. 1. — Kraftwerke Oberhasli : Spitallammsperre (rechts) und Seeufereggsperre (links).

wurde, ist durch offene Baufugen in eine Anzahl getrennte Segmente geteilt worden. Die Ausbetonierung der Fugen erfolgte erst zum Schluss. Während den Baujahren waren die Fugen auf der Seeseite durch Betonstäbe geschlossen, sodass der See soweit angestaut werden konnte, als das Betongewicht der im Bau befindlichen Mauer genügte, um dem Wasserdruck zu widerstehen. Die Aufgabe der schon bei der Bauausführung durchgeführten eingehenden Deformations- und Temperaturbeobachtungen (letztere mittelst 65 eingebauten Thermoelementen, System Joye) bestand zunächst in der Bestimmung des in statischer Beziehung günstigsten Zeitpunktes des Fugenschlusses. Die trigonometrischen Messungen zur Bestimmung der Durchbiegungen sind von der Eidg. Landestopographie durchgeführt worden. Ferner wurden durch die Bauleitung die Betonbewegungen grösserer Strecken mit einem Mikrometerstab (Angabe 1/100 mm) ermittelt. Die Messungen, die in kurzen Zeitabschnitten durchgeführt wurden, zeigten alsbald, dass die anfänglichen Bewegungen viel stärker von der Temperatur und der Feuchtigkeit des Betons als vom Wasserdruck abhängen.

4. *Versuche im Laboratorium der Kraftwerke Oberhasli. Schwindmass des Talsperrenbetons.*

Um diese Materialfrage zu verfolgen sind im Zementlaboratorium der Kraftwerke Oberhasli in Innertkirchen eingehende Versuche vorgenommen worden. Ueber die Ergebnisse derselben ist in der Schweiz. Bauzeitung vom Juli/August 1932 berichtet worden*. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen, soweit sich diese auf Talsperren aus Beton beziehen, sind zusammengefasst folgende:

« Der Dehnungskoeffizient des reinen Zementes stimmt mit demjenigen des Stahls überein, hingegen ist die thermische Ausdehnung der Zuschlagsstoffe allgemein eine geringere, was auch eine kleinere spezifische Wärmeausdehnung des Betons zur Folge hat. Mit Granitmaterial ausgeführter Beton weist einen Dehnungskoeffizienten auf, welcher nur 2/3 desjenigen von Stahl beträgt.

Im Wasser aufbewahrt, weisen Zement und Beton eine Dehnung auf, welche vor allem die Folge der Hydratisierung ist. Diese Wasseraufnahme zeichnet sich dadurch aus, dass die Zunahme des Gewichtes einen viel höheren Wert erreicht, als die entsprechende

* Bericht v. Ing. H. Juillard : Quelques propriétés du ciment et du béton : Dilatation, Retrait, Elasticité.

Volumenzunahme. Der im Wasser aufbewahrte Zement zeigt sich als gegen dauernden Druck unempfindlich, indem er unter bleibendem konstantem Druck keine beachtenswerte Längenänderung erleidet.

In der Luft, sogar bei 100 % Feuchtigkeit, verliert der Zement einen Teil des Anmachwassers. Die Masse des im Gefüge verblei-

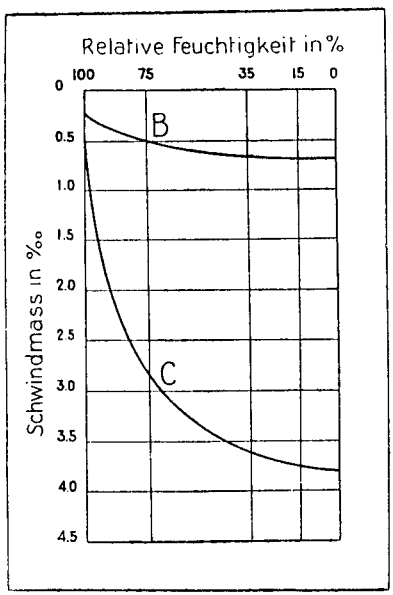


fig. 2. Schwindmass von Zement (C) und Betonprismen (B) in Funktion der Luftfeuchtigkeit, nach Erreichung des Beharrungszustandes :Durchschnittswerte.

benden Wassers hängt von der relativen Feuchtigkeit der Luft ab. Durch die Austrocknung entsteht eine innere Beanspruchung, welche die Ursache des Schwindens ist.

Die Wassermenge, welche bei der Lufflagerung verdunstet, sowie auch das gesamte Schwindmass des Zementes und des Betons variieren nicht proportional mit der relativen Feuchtigkeit. Die Verdunstung und das Schwinden sind am stärksten bei einer Luftfeuchtigkeit in der Nähe von 100 %. Bis 75 % relativer Feuchtigkeit beträgt das Schwinden schon ¾ des Gesamtschwindmasses. (fig. 2.)

In der Nähe von 100 % Feuchtigkeit kommt das Schwinden einer bleibenden Deformation gleich. Unter 100 % Feuchtigkeit än-

dert das Schwindmass des unbelasteten Betons mit der Feuchtigkeit der Luft. Die Längenzunahme bei zunehmender Feuchtigkeit geht dabei aber immer langsamer vor sich, sodass der Einfluss der periodischen Schwankungen der Luftfeuchtigkeit im Laufe der Zeit geringer wird und das Schwindmass sich einem konstanten Wert nähert.

Die Zement Dosierung des Betons übt nicht den Haupteinfluss auf das Schwindmass aus ; im Gegenteil, Betongemische, die in granulometrischer Beziehung ähnlich sind. weisen auch ein ähnliches Schwindmass auf.

Die Beanspruchung hat bei Lufflagerung einen grossen Einfluss auf das Schwinden, wobei dieses im Falle der Druckbeanspruchung beschleunigt und verstärkt und bei der Zugbeanspruchung verlangsamt und reduziert wird. Die bleibende Deformation, welche durch das Schwinden erzeugt wird, hängt in starkem Masse von der Beanspruchung ab, sodass bei vielen Konstruktionen die Aenderung des Schwindmasses zufolge der Beanspruchung Wirkungen zur Folge hat, die einer Variation des Elastizitätskoeffizienten gleichkommen. »

Aus dem Diagramm der fig. 2 geht hervor, dass das Schwindmass des Betons zwischen 100 % und 75 % Feuchtigkeit 0,2 — 0,5 ‰ beträgt. Dieses Mass wird nur erreicht, wenn Gleichgewicht zwischen der im Körper enthaltenen Wassermenge und der Luftfeuchtigkeit besteht. Dies kann aber bei einer Talsperre nicht der Fall sein, und zwar auch dann nicht wenn sie einige Jahre nicht angestaut würde. Der Feuchtigkeitsgrad einer unter dem Wasserdruck stehenden Mauer kommt auf der Wasserseite der Wasserlagerung und auf der Luftseite der feuchten Lagerung gleich. Im Kern herrscht ein Zustand zwischen Wasserlagerung und Luftlagerung bei 100 % Feuchtigkeit. Es geht daraus hervor, dass das Schwindmass von Sperrenbeton nur einen Bruchteil der oben angegebenen Werte betragen kann. Bei der Spitallammsperre, wo besondere Massnahmen zur raschen Abkühlung und Austrocknung des Betons getroffen wurden, ist eine Zusammenziehung des Betons zufolge Schwindens von durchschnittlich 0,1 0/00 erreicht worden. Dazu kommt noch der Einfluss der Betonabkühlung, wobei nicht der ganze, sondern nur etwa die Hälfte des Temperaturabfalles sich auswirkt; sowohl bei der Erwärmung als bei der Abkühlung wird die thermische Bewegung durch den Zusammenhang mit älteren Betonschichten gehindert,

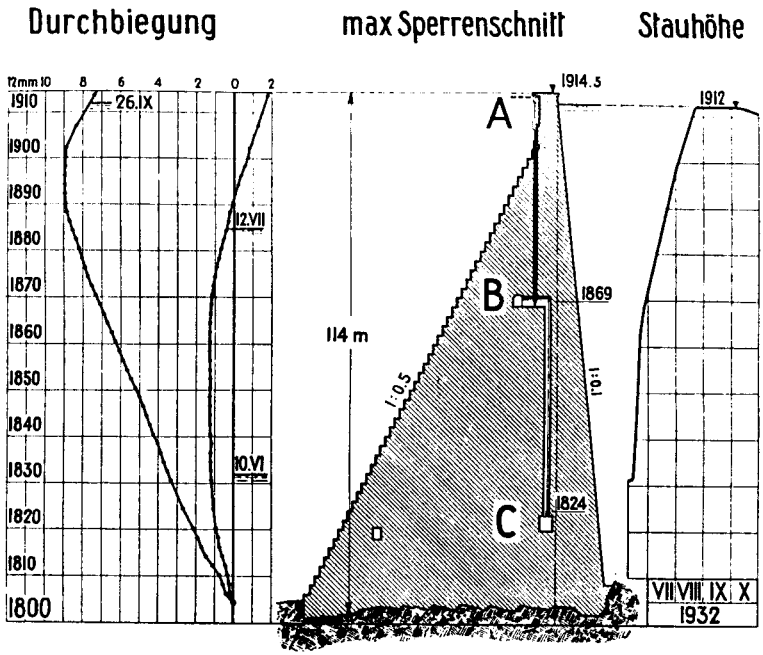
wodurch im Beton temporäre, aber auch bleibende Spannungen entstehen, welche gegebenenfalls auch zu Rissen führen können.

5. *Neuere bei der Spitallammsperre angewandte Messverfahren für die Ermittlung der Sperrendeformation.*

Für die vollständige Erfassung der Deformation dieses Bauwerkes nach seiner Fertigstellung als Bogensperre waren die während des Baustadiums durchgeführten Messungen (trigonometrische und Mikrometermessungen, siehe unter 3 vorstehend) nicht ausreichend. Sie wurden deshalb durch weitere Messverfahren ergänzt, wobei vor allem bezweckt wurde, einerseits *die genaue Bestimmung der Durchbiegung einiger Sperrenprofile bis zum Fundament und anderseits die fortlaufende zeitliche Verfolgung der Bewegung einiger Punkte zu ermitteln.*

Diese Verfahren sind auch ohne weiteres bei einer Schwergewichtsmauer anwendbar und es werden deshalb einige Messergebnisse bei der Spitallammsperre als Beispiel in der fig. 3 angegeben.

Der *Klinometerstab* (nach Juillard) ist ausgebildet, um die radiale Deformation der einzelnen 2 m hohen Stufen des Sperrenrückens zu bestimmen; er wird aber auch für die Erfassung der Deformation (nach zwei horizontalen Koordinaten) in den Revisionsgängen, besonders in der Nähe der Fundamente der Spitallammsperre verwendet. Bei dem Sperrenrücken geschieht die Messung nach der Staffelmethode. An der Mauer sind feste, mit Kappen geschützte Broncebolzen verankert, die die lückenlose Messung des Mauerprofils gestatten. Die einwandfreie Zentrierung des Messapparates in die Kegelsitze der Bolzen ist durch Hartstahl-Präzisionskugeln gewährleistet. Die relative Bewegung zweier einander folgender Bolzen zufolge der Mauerdurchbiegung wird an einem horizontalen Messtab mittelst eines Schraubenmikroskopes abgelesen. Ein stehender Hilfsstab stützt zwanglos das freie Ende des Massstabes und trägt das Mikroskop. Er wird mittelst einer Präzisionslibelle gestellt und ist so ausgebildet, dass in zwei Lagen gemessen und somit mit Ausschaltung der systematischen Axen- oder Mikrometernullpunktfehler gearbeitet wird. Der Apparat wird regelmässig auf einem Komparator geprüft. Die Messungen auf jeder Station werden aus Kontrollgründen wiederholt; zwischen den Ergebnissen zweier aufeinanderfolgender Beobachtungen sind Abweichungen von durchschnittlich nur 1/100 mm vorhanden. Bei der Summation der



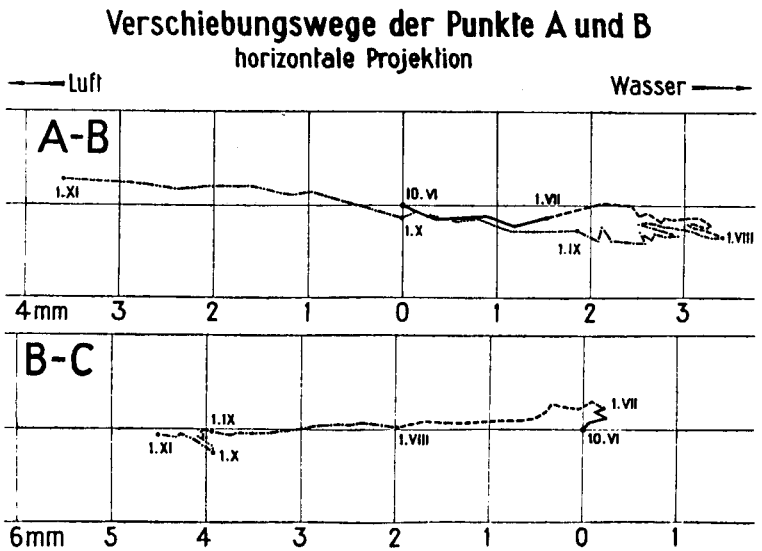


Fig. 3. — Talsperre Spitallamm (Oberhasli) : Bestimmung der Durchbiegungslinie auf den Stufen, mittelst dem Klinometerstab und des zeitlichen Verlaufes der Verschiebungswege der Punkte A und B mit Pendelanlagen.

Ergebnisse der einzelnen Stufen wächst der Fehler der Gesamtablesung im Verhältnis zur Quadratwurzel der Anzahl Stufen; bei 36 Stufen würde z. B. der mittlere Fehler den sechsfachen Betrag desjenigen der einzelnen Beobachtung, d. h. 6/100 mm betragen. In Wirklichkeit wird die Unsicherheit der Ergebnisse schon aus dem Grund grösser sein, weil die durchgehende Messung nicht im gleichen Augenblick gemacht werden kann, sondern einen ganzen Tag beansprucht. Während dieser Zeit bleibt das ganze Bauwerk nicht in diesen Grenzen unverändert; im Gegenteil hat z. B. die Krone der Spitallammsperre beim Beginn der Grimselseefüllung im Frühjahr 1932 zufolge der Erwärmung eine täglich um 0,1 — 0,2 mm seeseitig fortschreitende Bewegung erfahren (vgl. fig. 3). Das sind natürlich extreme Verhältnisse, die aber auch bei einer Schwergewichtsmauer vorkommen können und welche naturgemäss die Ergebnisse anderer Methoden z. B. der trigonometrischen Messmethode, noch viel mehr beeinflussen müssen. Es sei z. B. erwähnt, dass die Bestimmung der Deformation der Luftseite der Spitallammsperre durch die trigonometrische Methode 2-3 Tage beansprucht, wobei sukzessive von verschiedenen Fixpunkten aus beobachtet wird.

Pendelanlagen (Lote). Angaben über die täglichen Deformationen einer Talsperre können nur durch eine besondere Messeinrichtung gegeben werden. Am besten eignen sich dazu Lotanlagen, indem sie die Bestimmung der relativen Durchbiegung einiger Punkte des Bauwerks durch eine beschränkte Anzahl einfacher Ablesungen ermöglichen. Nach der Konstruktion Juillard besteht die Anlage aus einem nach zwei Richtungen (die Koordinaten) geführten Pendel (fig. 3.) Die Messung erfolgt nach jeder Richtung wie an einer Präzisionswage durch Ablesen der Endausschläge einer Anzahl (gewöhnlich 10) einander folgender Schwingungen auf einer Skala. Die Beobachtungen können durch den Sperrenwärter durchgeführt werden. Die Ergebnisse zeigen bei dreimaliger Wiederholung der Messung eine Genauigkeit von durchschnittlich 0,05 mm.

Es darf aber nicht angenommen werden, dass die Deformation des « ganzen » betreffenden Sperrenschnittes mit solch grosser Genauigkeit erfassbar ist. Dies geht schon daraus hervor, das bei einem Abstand von 40 m zwischen dem unteren Lotpunkt und dem Sperrenfuss unter dem Einfluss der Temperaturänderungen und hauptsächlich der wechselnden Beanspruchung des Betons bei Stauschwankungen die radiale Längenänderung 1 — 1,5 mm betragen kann.

Instrumente für direkte Längenmessungen. Bei der Spitallamm-

sperre wurden die Messungen mit gutem Erfolg mittelst eines Mikrometer- Taststabes von 2 m Länge auf lange zusammenhängende Strecken durchgeführt. Bedingung bei diesen Messungen ist, dass der Einfluss der Temperatur richtig berücksichtigt wird, und dass das Instrument regelmässig auf einem in unmittelbarer Nähe der Messstelle befindlichen Komparator verglichen wird.

6. *Schlussfolgerungen.*

Was haben nun die bisheringen Erfahrungen bei der Beobachtung der Temperaturänderungen und der Deformation von Schwergewichtsmeurn gelehrt und welche Folgerungen können daraus für die Zukunft gezogen werden ?

Die Berichterstatter sind der Ansicht, dass die Zunahme der Mauerdurchbiegung im Laufe der Jahre, wie sie bei den meisten Schwergewichtssperren festgestellt wurde, nicht mit « Alters- oder Ermüdungserscheinungen » des Betons in Zusammenhang stehen. Sie erachten vielmehr diese Bewegungen als eine natürliche Folge der Betoneigenschaften, welche unter 4. vorstehend behandelt worden sind. Um jedoch den Zusammenhang zwischen der Deformation einerseits und dem Einfluss der Wärme, der Feuchtigkeit und der Betonelastizität anderseits bei den verschiedenen bis jetzt vermessenen Sperren näher feststellen zu können, sollten eingehendere Messungen und besonders eine scharfe Kritik der bis jetzt durchgeführten Beobachtungen vorhanden sein.

Bei der Spitallammsperre der Kraftwerke Oberhasli wurden die erforderlichen Messeinrichtungen getroffen, um diese Verhältnisse näher zu verfolgen. Während drei Jahren — vor dem Fugenschluss — arbeitete diese Sperre als Schwergewichtsmauer unter einem Wasserdruck bis zu 90 m. Es ist jedoch kein Zuwachs der Durchbiegung konstatiert worden. Das andere Verhalten dieser Sperre lässt sich vollkommen durch die Austrocknungs- und Abkühlungsverhältnisse erklären; es ist hervorzuheben, dass diese zum erstenmal bei einer Sperrenkonstruktion künstlich beeinflusst wurden (offene, durchgehende Fugenschlitze mit Luftzug im Winter). Der Beton konnte in 1 — 2 Jahren auf die mittlere Bodentemperatur abgekühlt werden, währenddem bei anderen grossen Mauern 5 — 6 Jahre dafür notwendig waren.

Es könnte zunächst befürchtet werden, dass die statischen Verhältnisse einer Schwergewichtsmauer, deren Durchbiegung unter

konstanter Last zunimmt, nicht mehr der Berechnung entsprechen, und dass dadurch der Sicherheitsgrad einer solchen Mauer wesentlich beeinflusst werden könnte. Dies dürfte aber im allgemeinen nicht der Fall sein. Wenn auch eine Aenderung der Spannungsverteilung in den Sperrenelementen eintritt, kann diese Aenderung die Stabilität der Konstruktion nicht beeinträchtigen. Sie kann auch nicht (gute Qualität des Betons vorausgesetzt) eine lokale Ueberbeanspruchung hervorrufen. Aus den bis jetzt vorhandenen Beobachtungen geht nämlich hervor, dass die Zunahme der Durchbiegung bei den obersten (am wenigsten beanspruchten) Teilen der Sperre beginnt. Unter 40 m Tiefe ist nach 4 Jahren keine wesentliche Zunahme festgestellt worden. Bis zu diesem Wasserdruck bleiben die Betonbeanspruchungen unter 10 kg/cm², sodass, wenn auch zufolge der ungleichmässigen Deformationen lokal eine erhöhte Beanspruchung vorkommen sollte (was nicht unbedingt der Fall sein muss), gleichwohl keine übermässige Belastung des Betons eintreten kann. Die Zunahme der Durchbiegung wird im wesentlichen durch die Austrocknung des Betons auf der Luftseite (Schwinden) und die Durchtränkung auf der Wasserseite (Quellen) verursacht.

Es würde wahrscheinlich zu keinem Ergebnis führen, diese allgemeinen Betrachtungen für die bereits seit längerer Zeit unter Druck stehenden Mauern nachträglich näher präzisieren zu wollen. Aus diesem Grunde sollten bei den bestehenden Schwergewichtsmauern die bis jetzt durchgeführten geodätischen Beobachtungen so lange regelmässig weitergeführt werden, bis aus den Ergebnissen eindeutig hervorgeht, dass kein anderer Faktor, als die oben erwähnten normalen Materialeigenschaften bei dem Fortschreiten der Durchbiegung eine Rolle gespielt haben. In diesem Falle sollte die Bewegung nach einigen Jahren zum Stillstand kommen.

Bei allen neueren Sperrenbauten sollten von Anfang an die notwendigen Einrichtungen getroffen werden, um dem Verlauf der Mauerdeformation in Funktion der Zeit kontrollieren zu können. Bei reinen, in einzelne vertikale Abschnitte unterteilten Schwergewichtsmauern bieten Lotanlagen die einfachste Lösung, indem auch bei geringeren Mauerhöhen die Angaben zu jeder Zeit und auch von einem technisch nicht gebildeten Personal (z. B. Mauerwärter) mit grosser Genauigkeit ermittelt werden können. Wo hingegen ein besonderes Interesse an der Verfolgung der Mauerdeformation in horizontalen Sektionen oder auch der eventuellen Bewegungen der Sperrenumgebung vorliegt, können nur geodätische Messungen den Zusam-

menhang zwischen den Verschiebungen einzelner Mauerprofile oder Geländepunkte geben. Zweckmässige Anordnung der Beobachtungspfeiler und Verteilung der Versicherungspunkte, sowie besonders systematische Durchführung der Beobachtungen durch einen Spezialisten vorausgesetzt, liefert die geodätische Messmethode für die allgemeine Beurteilung der Deformation genügend genaue Ergebnisse. Wenn es aber auf eine präzise Bestimmung der Mauerdeformation, sei es für wissenschaftliche Untersuchungen oder für die Kontrolle des statischen Verhaltens (was bei Bogen und kombinierten Sperren besonders der Fall ist) ankommt, so müssen neben den geodätischen und den Lotmessungen noch direkte Messmethoden mit Anwendung von besonders ausgebildeten Apparaten zu Hilfe gezogen werden, wie dies z. B. bei der Spitallammsperre der Kraftwerke Oberhasli gemacht wurde.

Bei Mauern, deren Höhe und Ausführungstyp im Rahmen bereits genügend erprobter Ausführungen liegen, genügt die allgemeine Kontrolle der Deformation; zu diesem Zweck stehen mehrere erprobte Messmethoden zur Verfügung. Das Endziel der Deformationsuntersuchungen bei Staumauern besteht aber in der Ermittlung der effektiven, elementaren Spannungen des Bauwerkes. Die Feststellung der Relation zwischen der Verformung und der statischen Beanspruchung des Elementes ist ein Problem der Materialprüfung, wobei nicht nur die Elastizität des Materiales, sondern auch der thermische und der hygrometrische Zustand des betrachteten Elementes massgebend sind. Heute kann bei sorgfältiger Konstruktion und Disposition der Messeinrichtungen die Ermittlung der Betontemperaturen im Innern der Mauer mit der genügenden Genauigkeit erfolgen, hingegen kann der hygrometrische Zustand nur geschätzt werden.

RESUME

Les méthodes de mesure pour déterminer la déformation des barrages ont été développées en Suisse parallèlement à la construction de ces ouvrages. Au début, le but scientifique poursuivi était de déterminer la déformation des barrages sous l'influence de la pression de la retenue. Pour les barrages arqués de Broc et Pfaffensprung les observations comprirent également la détermination de la température à l'intérieur du massif, et devaient établir dans quelle mesure les déformations effectives concordaient avec les bases du calcul. Les mesures effectuées sur ces barrages, ainsi que sur ceux de Barberine (CFF) et Schräh et Rempen (Wäggital), montrèrent que les déformations ne sont pas complètement élastiques, mais que la flèche du barrage augmente progressivement au cours des années. Les déformations furent déterminées par des ingénieurs du Bureau Topographique Fédéral, section de géodésie, en utilisant une *méthode trigonométrique*, dérivant des procédés de la triangulation, et appliquée spécialement à ce but (rapport W. Lang). Les résultats des observations mirent d'emblée en évidence, non seulement les avantages de cette méthode d'investigation, mais surtout le grand intérêt qu'il y avait de poursuivre systématiquement l'observation de la déformation des murs de barrage.

L'auscultation d'un grand nombre de barrages, dont ceux cités plus haut, au moyen d'éléments thermo-électriques du Prof Joye (voir rapport spécial), a permis de fixer les phénomènes thermiques les plus importants accompagnant la prise du ciment et d'en tenir compte dans la construction des barrages. Les thermomètres, les appareils de mesure ainsi que le mode d'installation ont pu être perfectionnés sur la base de longues expériences, de sorte que la détermination des températures dans un massif de béton peut être effectuée aujoud'hui avec une précision suffisante.

La déformation des deux barrages auxiliaires des Forces Motrices de l'Oberhasli, de la Seeufereg et de Gelmer, d'une hauteur de 30 m a été observée en appliquant la méthode trigonométrique. Le barrage arqué de la Spitallamm (114 m de hauteur et 90 m de rayon) a été construit en segments séparés et travailla pendant la construction comme mur de gravité, sous une pression s'élevant jusqu'à 90 m; pour déterminer le programme de fermeture des joints, des recherches spéciales furent effectuées au laboratoire et sur le barrage lui-même. Leur but était d'élucider les propriétés

encore trop peu connues du béton: la dilatation thermique, le retrait et l'élasticité (voir étude H. Juillard, Schweiz. Bauzeitung, juillet/août 1932). Le refroidissement et le dessèchement du béton du barrage de la Spitallamm ont été activés artificiellement. Le retrait de dessication du béton du barrage, avant la fermeture des joints, a atteint en moyenne 0,1 0/00. La contraction, lors du refroidissement du béton, ne correspond pas entièrement à la baisse de température, elle est réduite par les contraintes internes qui, dans certains cas, peuvent provoquer une fissuration des massifs de béton.

La méthode trigonométrique appliquée à l'observation des barrages offre l'avantage de permettre la détermination des déformations relatives de points quelconques de l'ouvrage, et de son voisinage, avec une exactitude d'environ 0,5 à 1 mm. Cette précision ne suffit pas pour étudier la sollicitation des murs-poids de moins de 30 m de hauteur ainsi que celle de la base des grands barrages massifs. Outre la méthode trigonométrique on a appliqué au barrage arqué de la Spitallamm (Oberhasli) d'autres méthodes de mesure, dues à l'ingénieur Juillard : La règle clinométrique, construite pour relever à intervalles réguliers la déformation de la face aval du barrage, suivant différents profils (gradins de 2 m de hauteur) ainsi qu'à l'intérieur du mur dans les galeries de visite. Des pendules de construction spéciale permettent d'enregistrer la projection horizontale de la trajectoire décrite par quelques points de la section médiane du barrage en fonction du temps. Avec ces appareils il est possible de fixer la variation de la flèche avec une exactitude de ± 0,01 mm sur 2 m de hauteur et ± 0,1 mm pour la hauteur totale du barrage.

L'accroissement progressif de la flèche des barrages de gravité, qui a été constaté pendant les années consécutives à leur établissement, est, de l'avis des rapporteurs généraux, probablement la conséquence de l'état hygrométrique différent sur les deux parements et du refroidissement lent du béton. Ils estiment le phénomène comme en général imputable à des propriétés normales de la matière, mises en évidence par les recherches de laboratoire citées ci-dessus. Cependant, pour tenir compte de la portée pratique et de l'intérêt scientifique que présente ce phénomène dans le cas des barrages, il est indispensable de poursuivre régulièrement les mesures effectuées sur les murs existants. Aussi longtemps que la déformation ne sera pas arrivée à un état d'équilibre le contrôle devrait être répété fréquemment, et, suivant le caractère des constatations, être complété par d'autres méthodes de mesures, per-

mettant de suivre la déformation anormale en fonction du temps et d'en localiser les causes. Les nouveaux barrages à établir devraient être dès le début munis d'une installation de mesure qui permette en tout temps un contrôle précis et rapide de la déformation.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM-1933

QUESTION 1b RAPPORT no 13

Verformungsmessungen an der Staumauer Garichte der Kraftwerke Sernf-Niederenbach bei Schwanden, Kt. Glarus

Von F. BOESCH und M. ROŠ, Zürich

Die in den Jahren 1930/31 erbaute Hauptstaumauer der Stauanlage auf Alp Garichte des Niederenbach-Werkes weist bei einer grössten Höhe von 38 m, eine Länge von 230 m auf. — Abb. 1. —

Der Baugrund der mit Naturstein verkleideten Beton-Schwergewichtsmauer besteht aus Verrucano-Fels. Die Zementdosierungen für den m³ Beton von plastischer Konsistenz betragen ,

für das Fundament	220 kg.
für den aufgehenden Beton	200 kg.
für die Dichtungsstäbe	300 kg.

Die Betonierung wurde am 4. August 1930 in Angriff genommen und war am 31. Juni 1931 beendet. Zementinjektionen wurden im Herbst 1931 und Frühling 1932 ausgeführt.

Die Staumauer, welche in einzelnen Betonblöcken von 1,20 — 1,80 m Höhe, 10 — 15 m Länge und 15 — 10 m Tiefe erstellt

wurde, ist seit ihrer allerersten Bauphase sorgfältigen Beobachtungen betreffend Verformungen und Auftriebsverhältnisse unterzogen worden. Alle eingeleiteten Beobachtungen werden zurzeit fortgesetzt, durch Laboratoriumsversuche ergänzt und sind zurzeit nicht als abgeschlossen zu werten.

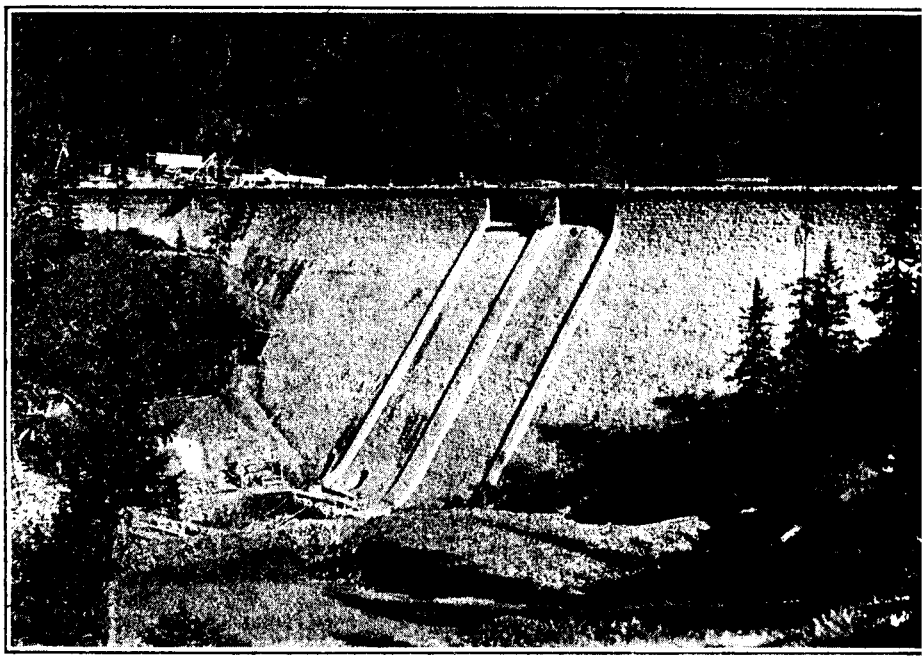


Abbildung 1. Ansicht der Staumauer.

Gemessen werden:

a) die Gesamtverformungen — Verbiegungen und Drehungen, —

b) die örtlichen Verformungen — Spannungen — und,

c) der Auftrieb.

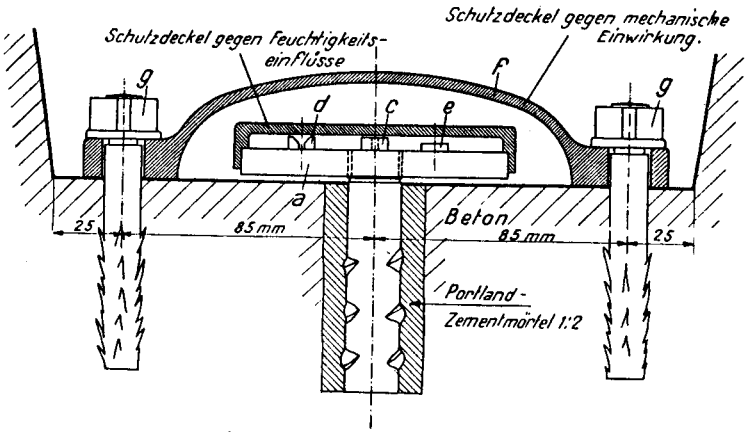
Die Gesamtverformungen werden bestimmt vermittels der von der Eidg. Landestopographie, Sektion für Geodäsie, in Bern ersonnenen und ausgebauten trigonometrischen Messmethode [1], in Verbindung mit Präzisionsnivellements und gleichzeitig nach dem von der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich angewandten Ver-

[1] W. *Lang* «Deformationsmessungen an Staumauern nach der Methode der Geodäsie» Landestopographie Bern, 1929.

fahren[2] der Drehungsmessungen vermittels Setz-Libellen von *Huggenberger*. — Abb. 2. —

Für die Ermittlung der örtlichen Dehnungsmessungen wurden Tastapparate von *Whittemore* (Washington) verwendet. — Abb. 3 —

Setz-Libellen.



Messplatte mit Schutzdeckel.

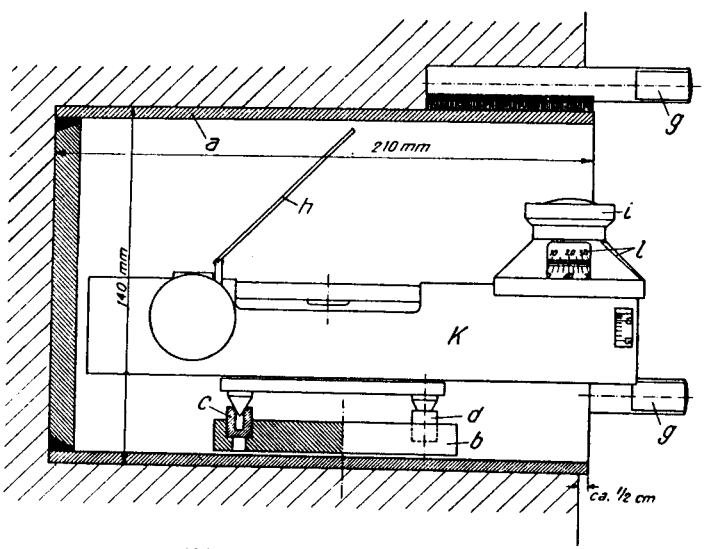


Abbildung 2. Querschnitt-Ansicht.

---

2) *P. Haller* «Die Einrichtungen für die Messung der Verformungen an der Staumauer Garichte des Kraftwerkes Sernf-Niederenbach».
Wissenschaftliche und Versuchstechnische Beiträge zur Erinnerung an das 50-Jährige Bestehen der Eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich.

Die Messmethode der Verformung im Raume — trigonometrische Beobachtungen — wurde mit derjenigen der Verformung in sich, inbegriffen Bodendrehungen — Durchbiegungen, Drehungen — sowie der örtlichen Verformungsmessung — Spannungen — in engste gegenseitige Beziehung gebracht. Für die Auftriebmessungen wurden Trichter eigener Konstruktion verwendet.[2)]

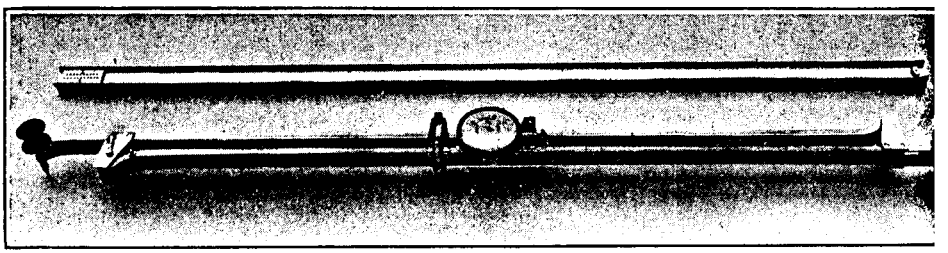


Abbildung 3. Dehnungsmesser von Whittemore.

Während der ganzen Bauzeit wurden Lufttemperaturen aussen und in den inneren Kontrollgängen seit Inbetriebsetzung gemessen. Feuchtigkeitsbestimmungen und Temperaturmessungen im Innern des Betonmassivs wurden nicht durchgeführt.

Aus den Abb. 4 und 5 ist die Anordnung aller Messinstrumente ersichtlich. Die insgesamt 40 Setzlibellen sind in Höhenabständen von 3 m in den beiden lotrechten Messschächten, den horizontalen Gängen und an der Luft- und Wasserseite eingebaut. Die Spannungsmessungen umfassen mit ihren den Kanten und Gängen folgenden insgesamt 310 Messtrecken einen ganzen Baublöck.

Zweck der im Jahre 1930 eingeleiteten und auf Jahre hinaus weiter zu verfolgenden Messungen ist, Unterlagen zu erhalten, welche es durch eingehendere Untersuchungen gleicher Art, sodann durch Messungen der Abbindewärme im Innern und der Feuchtigkeitsschwankungen an andern Schwergewichtsmauern ergänzt, ermöglichen sollen, die bisherigen Erkenntnisse betreffend die heutigen Berechnungsgrundlagen den wirklichen Verhältnissen besser anzupassen, die Ergebnisse der versuchstechnischen Forschung im Laboratorium — Festigkeit und Elastizität, Zeitenflüsse von Kraftwirkungen, Schwinden, Feuchtigkeitsschwankungen — für die Baustelle, insbesondere für die während des Baues zu treffenden Massnahmen nützlicher zu gestalten, die Anstrengung

und räumliche Verformung eines Elementes, sowie der Staumauer als Ganzes, zu bereichern, um die Bruchgefahr und damit die Sicherheit von Schwergewichtsmauern, den wirklichen Verhältnissen entsprechend, besser beurteilen zu können.

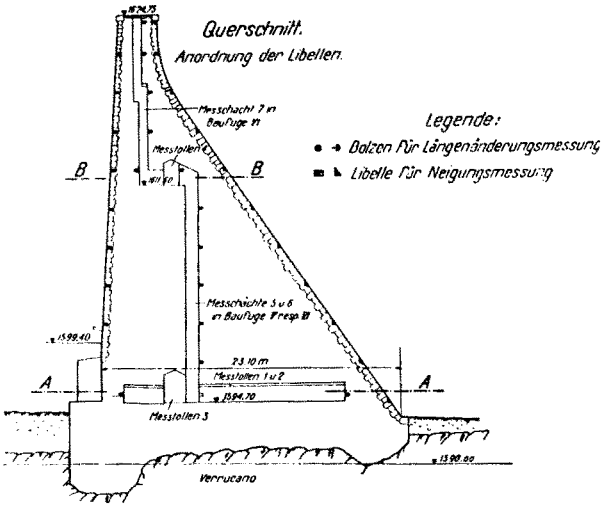


Abbildung 4. Staumauer — Querschnitt.

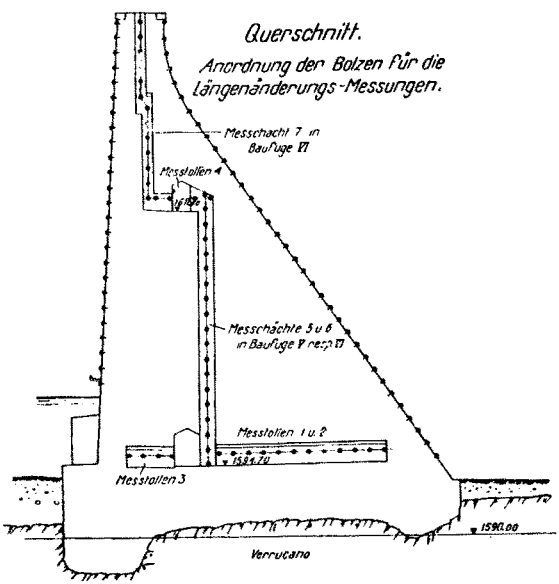


Abbildung 5. Anordnung der Verformungsmesstellen.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933
QUESTION 1b RAPPORT no 14

Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of the Aswan Dam.

by A. KHAIRY

The existing Aswan Dam as completed in 1912 is one of the largest monolithic masonry structure in the world.

It is 1970 metres in length, and being situated in one of the hottest regions of the globe, it is subjected to such extreme ranges of temperature that contraction and expansion cracks in the masonry had to be carefully considered, when designing the second heightening, now under construction, by which nine metres are being added to the height of the dam.

The range of temperature to be expected annually at Aswan varies from a shade temperature of 51.6°C maximum in summer to 1.0°C in winter, a difference of nearly 53°C while a sun temperature, as measured on the black bulb thermometer, of 84°C has been attained.

The regulation of the Nile for irrigation entails that the reservoir is completely empty all summer, and full during the winter so that the outer skin of the dam must be exposed to the full range of temperature recorded.

Electric Pyrometers and Thermometers built into the structure during the building of the present dam show that in the heart of the masonry the temperature appears to vary fairly constantly each year between 17°C and 23°C, that is a difference in temperature between summer and winter of 12°C. This variation appears to be fairly constant over all parts and levels of the dam, but the records of both the thermometers and pyrometers are not complete for recent years and provision is now being made to replace those that have ceased to function by more modern instruments.

The dam itself may be taken as divided into two parts : — First the Solid Dam, 490 metres long, which stands on dry land both upstream and downstream when the reservoir is empty, and secondly the pierced or sluice Dam, which spans the river proper, and contains 180 sluice openings to pass the discharge of the Nile, and is 1400 metres in length.

The level of the roadway is at R.L.114.00, while the average ground level at the Solid Dam is R.L.100.00, and the water level upstream of the Pierced Dam during flood is about R.L.98.00 ; the new roadway level when the work now in hand is completed will be R.L.123.00 (all heights being given in metres above « Reduced level datum »). The length of the Solid Dam will be increased to 570 metres, while the length of the Pierced Dam will remain as before.

Taking a range in temperature of 12°C and a coefficient of expansion of .00001 for masonry it is seen that the whole Dam must change in length by about 23 cms. due to temperature variation.

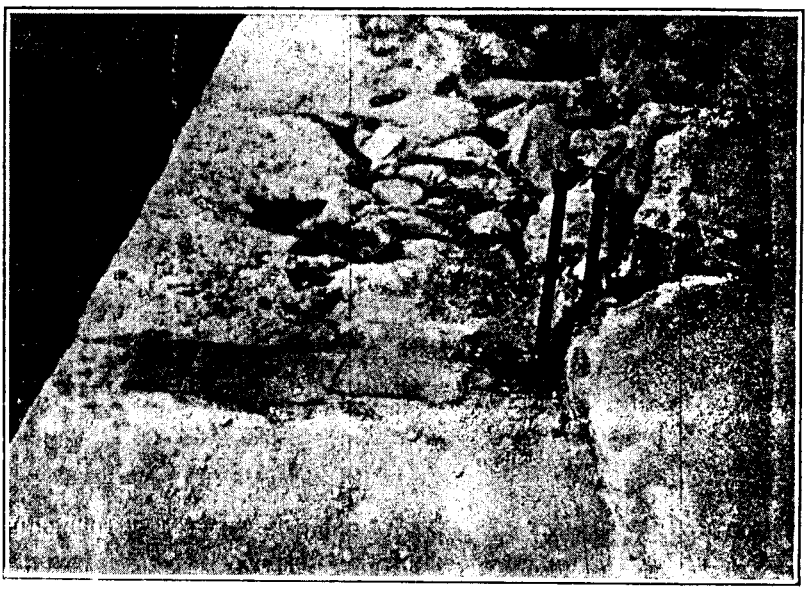
Actually this change must be accounted for in numerous small transverse cracks in the masonry. The process of hardening of mortar also causes a rise in temperature which falls after the process has been completed, so that this must cause additional cracks of a permanent.

A careful survey of both faces of the Dam has showed that numerous such cracks have formed especially over the crowns of the arches over the sluice culverts, these cracks are all actually very fine hair cracks, and are in no case water bearing, and are of very small extent. It was considered however that all unknown causes of stress should be eliminated in the design of the heightened dam; so it was decided to introduce contraction joints into the new masonry at a general interval of seven metres, which corresponds with the spacing of the sluices which are at seven metre centres.

The effect of this is to divide the exposed length of the heighte-

ning of the dam into 252 separate blocks seven metres each except those over the main buttresses dividing the sets of sluices which are each 9.50 metres long.

To allow for contraction during the setting of the masonry it was decided to build alternate blocks first, and after an interval of 120 days, to allow them to set and thus contract, to begin to build



Aswan dam second heightening.
Termination of the lead seal, asphalt seal and bitumine at R.L. 122.70 — Roadway R.L. 123.00

the intermediate blocks. This length of period was considered ample for this purpose.

It was originally intended that the contraction joint should be a free space 3 m/m. wide running in a straight line from the upstream to the downstream face of the dam, and experiments were tried of forming this by steel shutters about 1 metre high extending across the face of the completed alternate blocks, but it was found impracticable owing to the difficulty of drawing the shutter and the preservation of a clean free space free of debris, etc.

The original design approved for the heightening, entailed the blocks being formed of concrete bounded on the upstream and

downstream faces, only, by coursed granite ashlar which made the inclusion of a contraction joint imperative.

Later for several reasons, which need not be explained in this paper, it was decided to substitute rubble masonry for the concrete, while preserving the essential features of the design.

This alteration entailed a change of technique in forming the ends of the blocks and dispensing with the steel shutters and dead smooth faces at the contraction joint which can be achieved with concrete cast in situ.

Finally, it was decided to build the side of the alternate blocks of random rubble masonry rendered fairly smooth by having all irregularities and crevasses smoothed over with cement mortar, and to form the joint by inserting bitumastic sheeting between the blocks. This material is supplied in flat sheets 6' — 0 × 3' 0" × 4 m/ms thick and is fastened on the sides of the completed blocks either by nails or by the application of heat which renders the bitumastic adhesive.

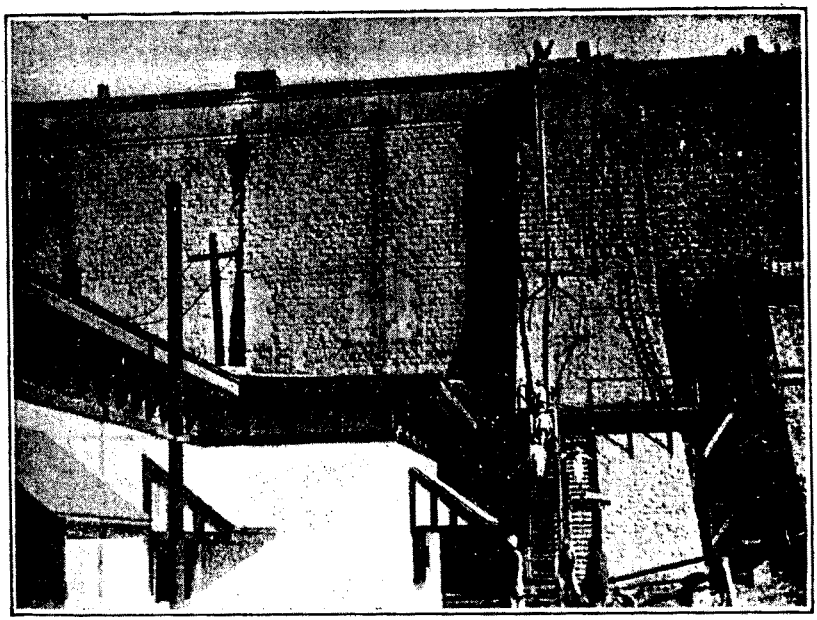
The masonry of the intermediate blocks is built hard up against this sheeting, which is thus firmly held in position while allowing the necessary plane for contraction. The bitumastic sheeting should never, as explained above, be subject to compression, since the setting of the masonry itself causes initial contraction, but the sheets were supplied tested to be able to compress from 4 m/ms to 3 m/m on the application of an average load of 140 kilogrammes per square centimetre.

The upstream and downstream faces of the heightening are formed of rock faced granite ashlar quarried locally, and of excellent quality, set in 2 — 1 cement mortar while the hearting is composed of local granite rubble masonry set in 4 — 1 cement mortar. No attempt is being made to conceal the contraction joint between the blocks, the facing courses being arranged so that each block is bounded by specially cut quoins with sharp arrises and square return ends so that the joint appears on each face of the Dam as a parallel sided joint 1 cm wide from top to bottom of the block, and running through the parapets of the roadway on top of the dam.

Immediately behind, or inside the quoins the joint closes down to 4 m/m, which is the thickness of the bitumastic sheeting ; it was found not practicable to lay the quoins closer, and still attain the appearance of a uniform parallel sided joint.

Watertightness of the joint thus left between adjacent blocks is provided for by two seals, one at the upstream face of the dam

of tighty caulked lead wool supplied by the well known « Lead Wool Coy ». of Smodland, Kent, England, and another in the heart of the dam of asphalt in a special « V » groove in the masonry in which is fitted steam pipes so that at any time it may be re-heated and always provide a perfectly watertight joint.



Aswan dam second heightening.
Junction of pierced and solid dam showing both alternate and intermediate blocks completed downstream side, solid dam on left.

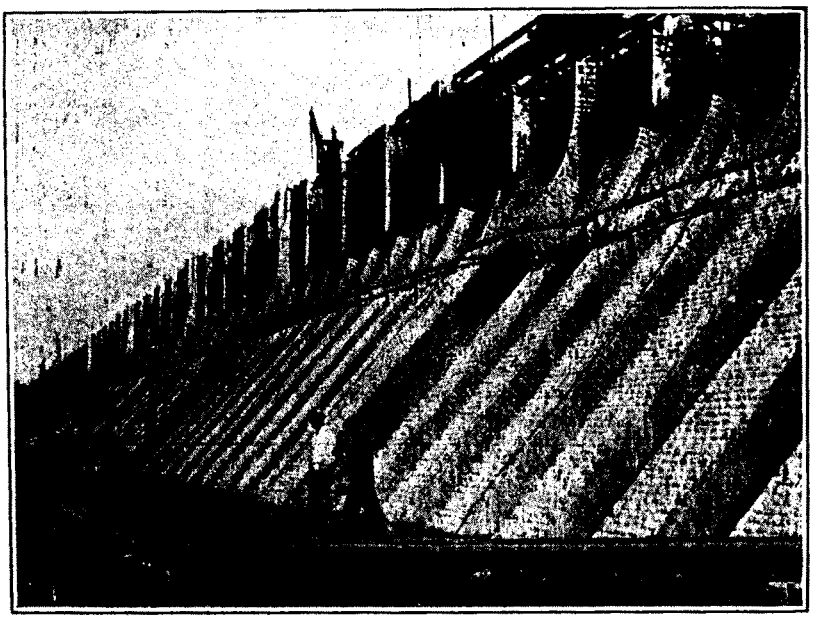
The layout and construction of the joints are as follows as will be seen from the accompanying drawing.

The upstream quoins of the blocks first built have a chase cut in them as shown while the quoins of the intermediate blocks have fine picked return ends cut square to the face of the stone. It was originally intended to make both adjacent quoins with the special chase cut in them, but experiments prooved that an excessive amount of lead wool was thus employed which made caulking difficult, but the design now adopted of having the chase on one side of the joint only has prooved quite satisfactory, about 30 kilogrammes of lead wool being used per lineal metre of joint caulked.

The quoins of the alternate blocks are carefully laid so as to

have their return faces quite vertical, and the mortar beds are raked out for 3 — 5 centimetres and pointed flush with 2 — 1 cement mortar. This is done so that there are no lateral cracks or crevasses left into which the lead wool could not be forced while caulking.

When the intermediate block comes to be built the upstream quoins, which form the side of the joint, are cut square, as before explained, for a distance of 15 centimetres and are laid with a woo-



Aswan dam second heightening.
Construction of alternate blocks over sluice dam downstream view looking east.

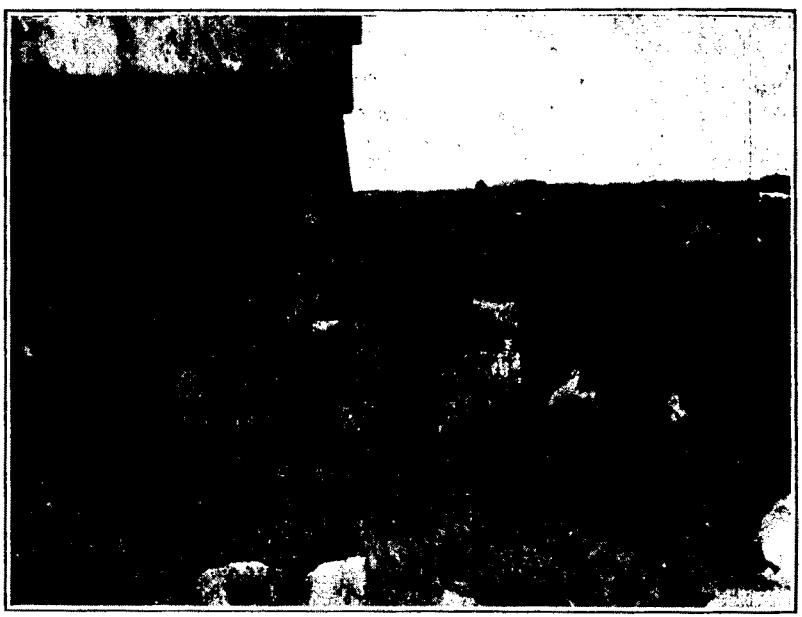
den template against the adjacent quoins so that the width of the grooves is always constant. The bitumastic sheeting which divides the blocks extends to the inner end of the wedge shaped groove as shown, and, so that it may afford a good backing for the caulking, is laid double thickness for a distance of about 10 centimetres.

Caulking commences after the intermediate blocks has been built for at least one month. So that both blocks on each side of the contraction joint may have had some time to take up any contraction due to setting.

Caulking okum is then packed up tight against the double showting at the base of the seal till it attains a thickness of 2 centimetres,

when the lead wool is added. The lead wool is supplied in skeins each 10 m. long. so that it may extend in one piece the whole length of the joint and of 1/2 inch or 3/4 inch diameter.

The skeins are suspended from the top along the joint and driven home and consolidated one by one till the requisite thickness is attained.



Aswan dam second heightening.
Showing laying of the bitumine sheeting on the completed block to form the joint before building the second block.

Ordinary caulkers tools and 2 lb. hammers are used for the purpose.

As the work is still in progress, no complete data have yet been obtained as to the waterlightness of the seal so formed, but some very effective tests have been carried out under conditions very closely approximating to those under which the seal will set under normal working conditions.

The form of the tests and the experience gained may be summarized as follows :

A short section of masonry containing the chase for the lead wool joint was built up against one of the completed heightening

blocks in exactly the same manner as the intermediate blocks are being built, and the whole tightly caulked vith yarn and lead wool as described.

A special test tank as shown in the accompanying photograph was then fixed across the joint against the outer face of the masonry and water pumped in so that a hydrostatic head of 10 metres of water was attained, which corresponds with the actual pressures which seal will have to withstand in practice.

Coloured water was used in the experiments, and later, when the masonry was opened out, and the lead recovered, it was found that the small seepage that took place occurred through the mortar in the beds of the ashlar and through the interior of masonry, while no trace of water could be found to have passed around the lead wool itself. This was only so if the lead wool was beaten up into a homogeneous mass. Lead wool only partially beaten up was found to allow water to pass round between the lead and the granite and even into the interstices of the lead wool itself, which still retained its fibrous state.

Lead wool throughly beaten up was found on removing from the joint to appear as a single mass of lead and show clearly the imprint of the grain and tool marks on the granite quoins.

Experiments were similarly carried out to see if it would be as effective to pour the lead directly into the groove, but is was found that the lead did not bond so well with the irregularities in the granite even when subsequently caulked as in ordinary pipe joints, and moreover the pressure due to the molten lead tended to force it into weak places in the mortar, and thus raise the quoins off their beds, as can be seen in the accompanying photograph.

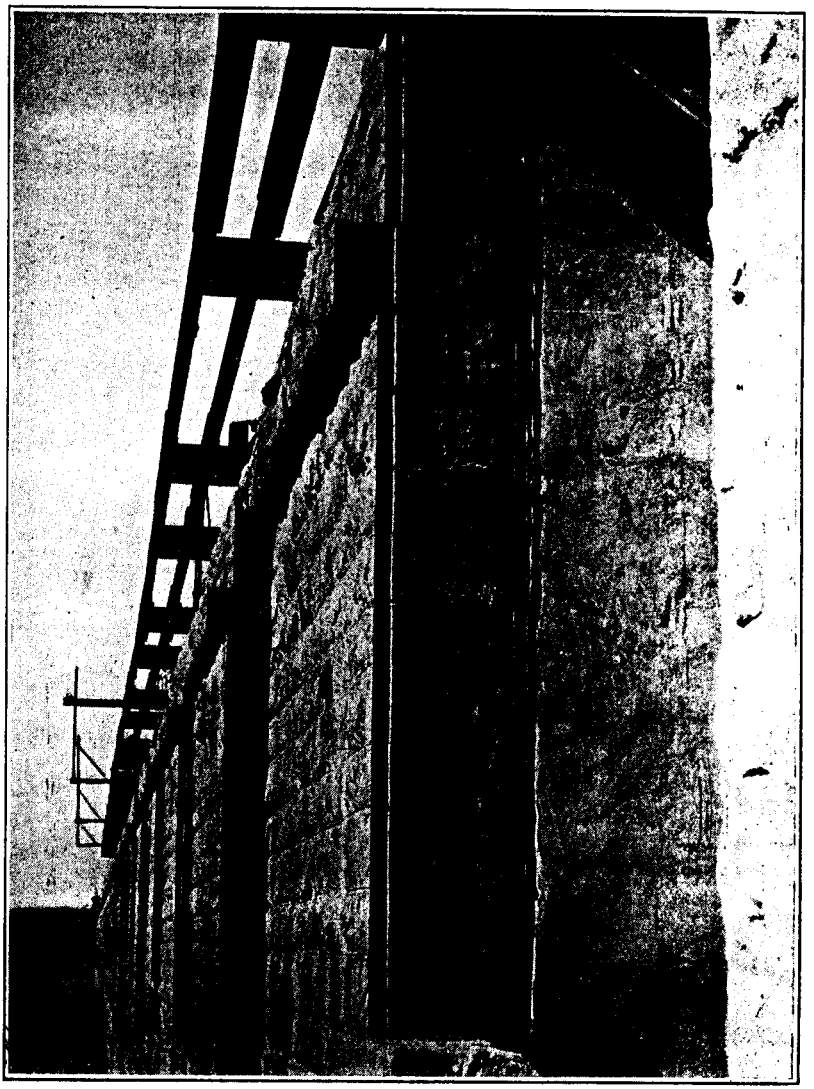
In this connection it may be said that even though the existing Solid Dam is 9.40 metres thick at the roadway, increasing to 22 mets. at the deepest section, slight seepage has always been noted coming right through masonry which has been impossible to arrest completely, but the actual volume of water passing does not amount to any measurable quantity ; a slightly greater amount was observed to pass through the structure of the original dam completed in 1902.

This percolation of water has no harmful effect and the author considers that it is impossible to avoid a certain amount of seepage of water through masonry dams built of 4 — 1 mortar, however carefully the pointing of the upstream face work is carried out.

In the case of the sluice dam no percolation can be seen as the

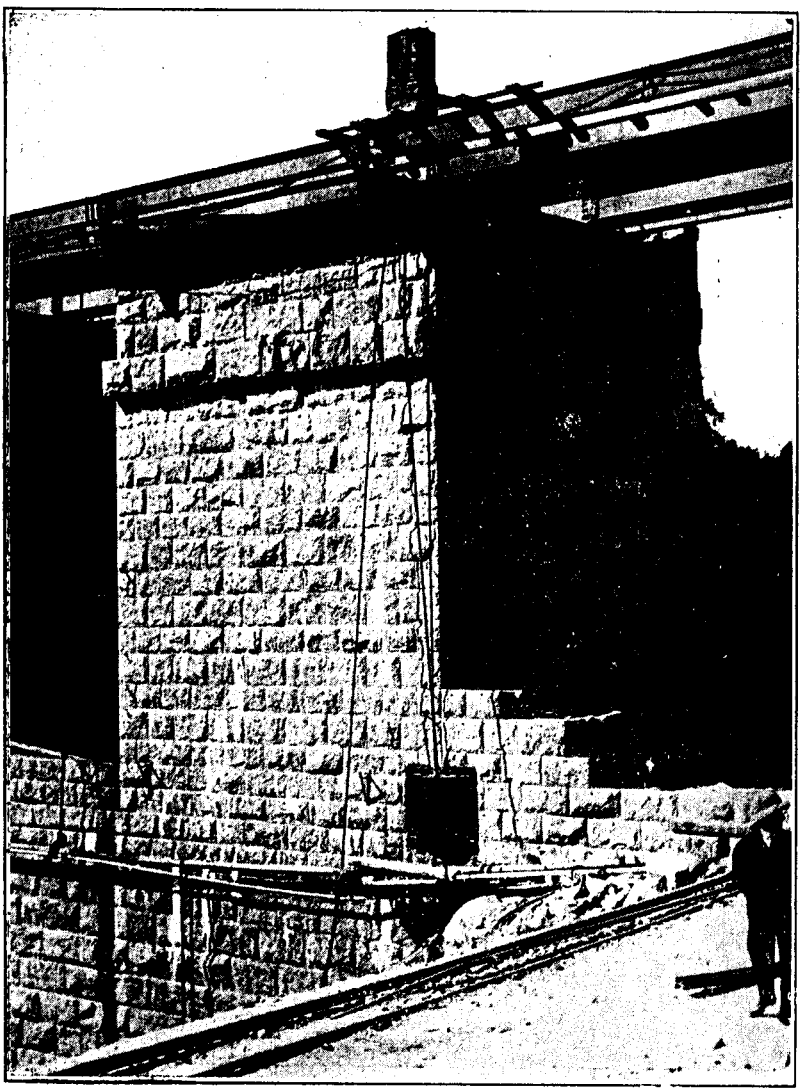
weels for operating the sluice gates serve to trap all the leakage on the upstream side which falls into the sluice culverts.

The second and principle watertight seal is being formed of



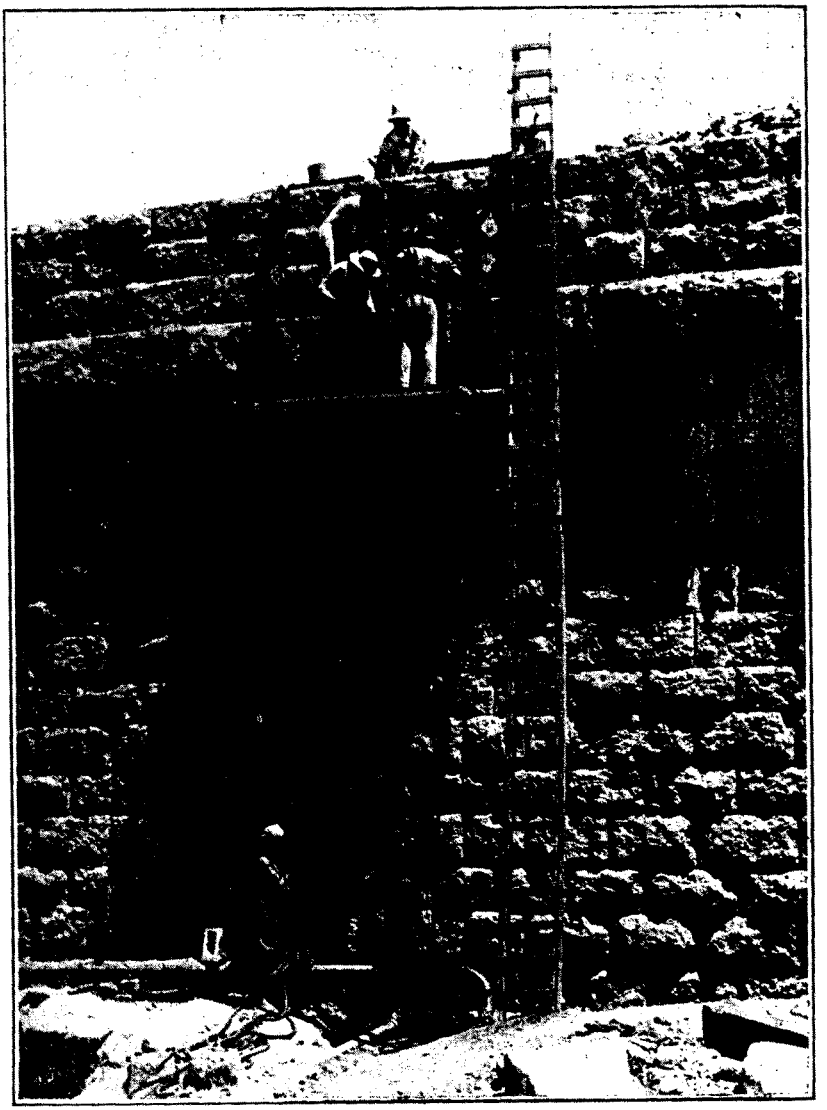
Aswan dam second heightening.
Complete alternate heightening blocks on solid dam showing chase for lead wool seal and « V » groove and steam pipes for asphalt seal before construction of intermediate blocks.

asphaltic bitumen run into a previously formed « V » groove downstream of the lead wool seal and 90 centimetres from the upstream face of the Solid Dam, and 2,56 metres from the upstream face of



Aswan dam second heightening.
Tank fixed upstream of heightening across experimental contraction joint.

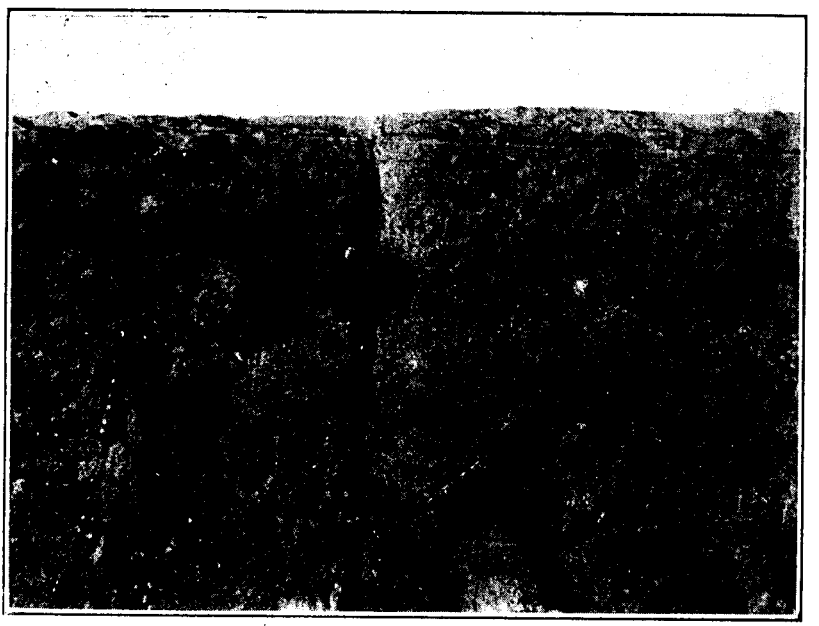
the pierced dam. The seal is thus placed further from the water face in the case of the sluice dam so as to be downstream of the wells for the sluice gates as shown on the accompanying drawing.



Aswan dam second heightening.
Upstream side showing caulking of contraction joint with lead wool in progress.

The procedure adopted in the construction of this seal is as follows :

First, during the building of the alternate heightening blocks, one side of the « v » groove is formed in the random rubble facework but no attempt at careful pointing of the beds in the stones forming the sides of the grooves is made, so that the asphalt can find its way into all crevasses and prevent any water evading the asphalt and getting round behind the pointing.



Aswan dam second heightening.
Upstream lead wool seal after lead caulking.

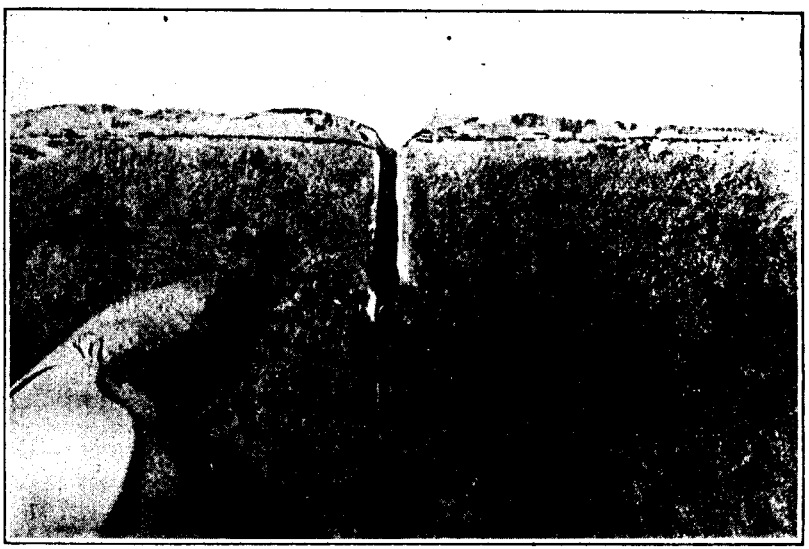
The steam pipes for subsequently heating the asphalt are then placed in one piece previously jointed together and fixed in position by means of clamps let into the masonry as shown.

The pipes are connected to form a « U » tube, special cast iron surface boxes fit over the upper ends at roadway level so as to provide easy access at any future time.

The pipes have been specified as « half inch bore Solid drawn steel pipes of the best quality steam with screwed joints. They shall be suitable for a working pressure of one hundred pounds per square inch gauge and shall be tested hhydraulically to a pressure

of two hundred pounds per square inch gauge after jointing up. All the joints shall be absolutely tight at this pressure ». It is of course of great importance that there be no leakage out of the joints of the steam pipes into the molten asphalt, so the pipes are finally tested at 200 pounds per square inch gauge pressure after being fixed in position in the « V » groove.

When building the intermediate blocks a « V » shaped metal template is placed against the completed side of the « V » groove.



Aswan dam second heightening.
Upstream lead wool seal showing shape of the seal before lead caulking.

This template is about 1.1/2 metres long and is drawn up as the masonry is built against it. The masonry is generally built in lifts of 90 centimetres.

When a lift has been completed it is left to dry for twelve hours after which the asphalt is poured hot into the cavity which is previously cleaned out and then sprayed all over with « Tenax » bitumastic emulsion to assist in the adhesion of the asphalt to the masonry.

It has been found that an ordinary sanitary spraying pump with a long nozzle serves excellently for this purpose.

Before this method of placing the asphalt was adopted, several

attempts were made to see if pre-cast blocks of the asphalt could be made, but it was found that at summer air temperature it was impossible to get the blocks to maintain their shape.

A specimen of asphalt seal was made as described in the case of the lead wool seal and tested against a head of ten metres of water.

It was found that the seal was absolutely impervious to infiltration and also did not tend to flow into the rest of the contraction joint. When the asphalt had been poured into the groove at about 160°C it was found that it had a tendency to flow out on the upstream side through the chase for the lead wool, and to prevent this, a double layer of bitumastic sheeting was laid for 10 cms on the upstream side of the asphalt. This prooved absolutely effective in preventing further running of the asphalt.

In order to prevent this possible flow it was considered that copper or other metal water stops should be placed on either side of the asphalt, it was finally decided that they were unnecessary in view of the precautions taken, especially with regard to the provision of the lead wool seal, and as considerable difficully would be experienced in embedding them in radom rubble facework.

The asphalt being used for the seal has been specified as follows: « The asphalt shall be a genuine asphalt or alphaltic bitumen which when heated to 210° — 212° Fahr., will flow into interstices in cement concrete surfaces and will adhere strongly to such surfaces.

It shall not, however, flow freely at a temperature of 160° Fahr. and must not therefore have a softening point, ascertained by the wing and bell method, below 155° Fahr. It should be substantially a firm solid at 115° Fahr., and must therefore have a penetration by a standard needle under 100 grammes for 5 seconds at 77° Fahr. of less than 10 decimillimetres ».

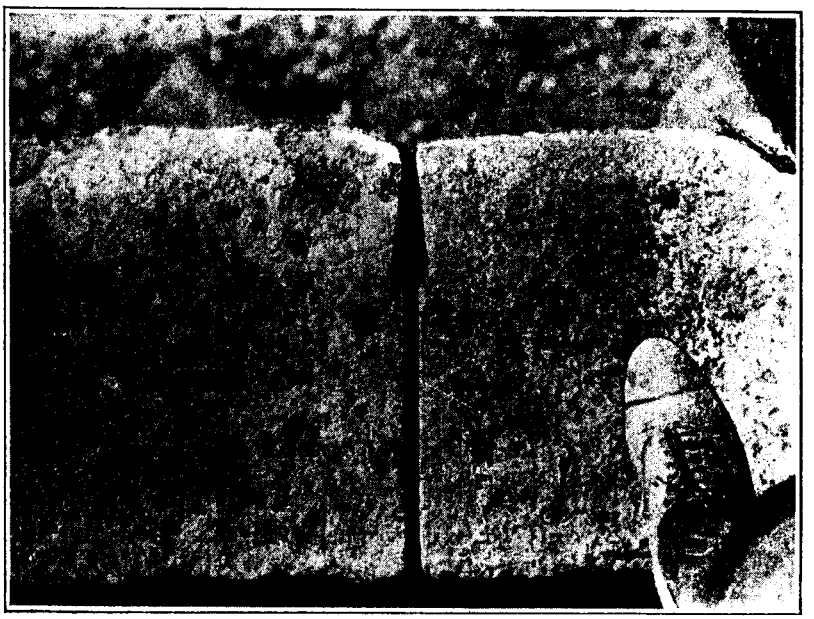
On analysis it has been proved to contain 96,5 % bitumen.

While being heated in the boiler, for pouring, care is always taken that it is not over heated and thus hardened, but it is considered that actually it will have to be removed after a term of years should it show signs of becoming brittle. Samples will be taken periodically to ascertain any signs which would render its removal necessary.

It was originally considered that the asphalt and lead wool seals should be continued horizontally under the base of the block as well as between each block, so that no percolation would occur

under the new foundation, between to top of the existing dam and the heightening, but on preparing the old surface of the dam to make the foundation for the heightening, it was seen that a perfect bond could easily be obtained without the added safety of watertight seals.

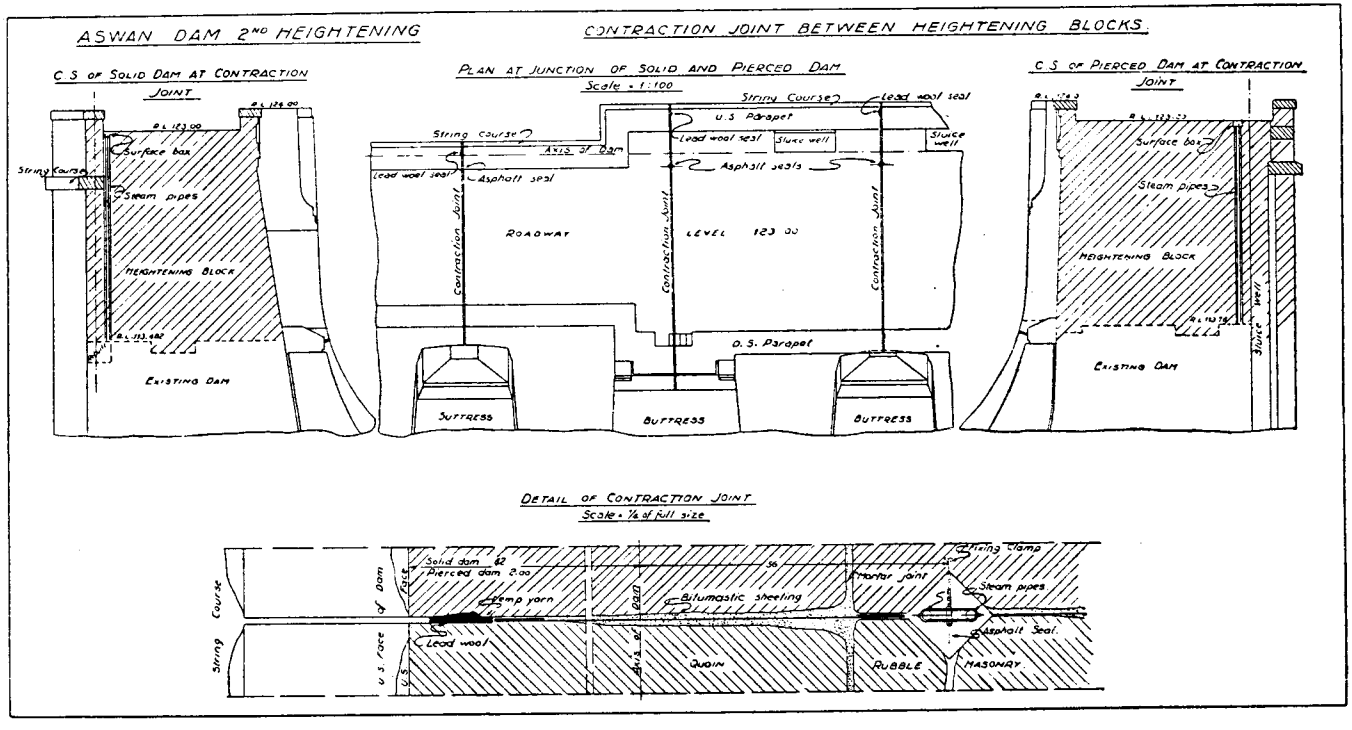
The work of heating the asphalt by means of steam pipes has not yet been undertaken but interesting data have been obtained on



Aswan dam second heightening.
Contraction joint and chase for lead wool seal in quoins of U. S. facework. Actually only one quoin has the chase cut, the other being strayed sided.

the heating of a trial seal on a full scale at site. The length of asphalt in the groove is 9.50 metres and it took four days to melt it by constantly passing steam at 130°C; the steam being always under pressure.

It was found that the asphalt should not be filled up to the top of the « V » groove to allow for expansion on heating the contraction due to loss cut of the groove or consolidation was 3 %. Further information will be obtained as the work proceeds and the author considers that it will be easy to keep the seal in a high state of efficiency.


ASWAN DAM 2ND HEIGHTENING
CONTRACTION JOINT BETWEEN HEIGHTENING BLOCKS
C S OF SOLID DAM AT CONTRACTION JOINT
PLAN AT JUNCTION OF SOLID AND PIERCED DAM
Scale = 1:100
C S OF PIERCED DAM AT CONTRACTION JOINT
Surface box
Steam pipes
String Course
HEIGHTENING BLOCK
EXISTING DAM
U.S. Parapet
D.S. Parapet
Lead wool seal
Sluice well
Asphalt seals
Axis of dam
ROADWAY
LEVEL 123.00
Contraction Joint
BUTTRESS
DETAIL OF CONTRACTION JOINT
Scale = 1/6 of full size
Solid dam 82
Pierced dam 2.00
Hemp yarn
Bitumastic sheeting
Mortar joint
Steam pipes
Asphalt Seal
Lead wool
U.S. face
D.S. face
Ashlar
QUOIN
RUBBLE
MASONRY

In conclusion the author submits that the design adopted for the heightening of the Aswan Dam contains certain novel features of great practical interest.

The heightening of the existing dam is being carried cut by a completely different method to that adopted in the first heightening of the dam. Secondly the building of the heightening in a series of discontinuous blocks standing directly on a homogeneous masonry dam in order to avoid unknown temperature and contraction stresses in both the old and the new work and thirdly the introduction of lead wool in a granite chase as an auxiliary water stop to the asphalt seal and metal water stop generally employed in a work of this nature.

No pains have been spared in attempting to obtain in the heightened dam, a structure worthy of its illustrious predecessors.

SUMMARY

The existing Aswan Dam which is 1.970 metres long composed of a solid dam 490 metres long standing on dry land and a sluice dam 1.480 metres long spanning the River Nile proper.

The heightening now in progress is raising the roadway level of the dam from R.L.114.00 to R.L.123.00 and increasing the length of the solid dam to 570 metres.

Regulation of the river entails that the whole reservoir is completely empty in summer and completely full in winter so that the outer skin of the dam is exposed to the full range of temperatures recorded.

Pyrometers have shown that the hearting of the dam varies by 12°C temperature annually while the air temperature varies from 1°C — 51.6°C and the sun temperature of 84°C has been recorded.

The initial contraction of rubble masonry on setting and the subsequent expansion and contraction due to temperature variation necessitated the forming of contraction joints in the rubble masonry of the second heightening of the Aswan Dam.

These joints which serve to eliminate all unknown stresses due to temperature variation are placed at 7 metres intervals and in effect divide the whole length of the heightening of the dam into blocks which are built independently of each other. Alternate blocks being completely built first and the intermediate spaces are filled in after a period of four months has elapsed so as to allow the block first built ample time to contract due to setting.

The space between the blocks is kept during construction by a layer of bitumastic sheeting 4 m/m thick laid right across the face of the blocks first built. The sides of the blocks being in random rubble mosaic facework with irregularities rendered over in 4 — 1 Portland cement mortar.

The quoins of the blocks are built vertical and the contraction joint is exposed both on the upstream and downstream faces..

Watertightness is obtained by two seals near the upstream face.

The first is of caulked lead wool placed in a special groove formed in the quoins bordering on the contraction joint and se-

condly by an asphaltic seal placed in a special « V » groove between the blocks. This seal is the principle watertight joint and is provided with steam pipes placed permanently in the asphalt so that it may be heated at any time and reconsolidated if necessary. Preliminary experiments during construction go to show that these seals are absolutely watertight.

ZUSAMMENFASSUNG

Der bestehende Assuan Damm von 1970 Meter länge setzt sich aus zwei Teile zusammen, wovon der erste, der mit Durchlässen versehe und 1480 Metern lang ist, den eigentlichen Fluss überquert, weil der zweite Durchlasslose Teil 490 Metern lang ist und den übrigen Teil des Tales versperrt.

Die jetzt in Ausführung begriffene Erhöhung wird das Kronenwegniveau des Dammes von + 114.00 auf + 123.00 und die Länge des Durchlasslosen Teiles auf 570 Metern bringen.

Die jährliche Flussregulierung ist in solcher Weise vorgenommen, dass das Becken im Sommer vollständig leer und im Winter vollständig voll gehalten ist, und deshalb die Aussenflächen des Dammes dem Aeussersten registrierten Temperaturwechsel ausgesetzt sind.

Pyrometern haben Temperaturenschwankungen bis 12°C. jährlich im Inneren des Dammes angezeigt. Die Lufttemperatur schwänkt von 1°C bis 51°C und es würde sogar eine Sonnentemperatur von 84°C notiert.

Um den Einfluss des Mörtelschwinden des Bruchsteinmauerwerkes und die später vorkommenden Zusammenziehungen und Ausdehnungen die von der Temperaturänderungen hervorgerufen sind zu vermeiden, sind notwendigerweise für die zweite Erhöhung des Assuan-Dammes Bewegungsfugen vorgesehen worden. Diese Fugen die zur Vermeidung von allen unbekannten Temperatur Spannungen dienen, sind in Abständen von 7 Metern angeordnet und teilen die ganze Länge der Erhöhung in einzelne unabhängig voneinander gebaute Blöcke.

Jeder zweiter Block wird der Reihe nach vollständig fertig gebaut. Die Zwischenblöcke werden nur nach 4 Monaten ausgefüllt, so dass die zuerst gebauten Blöcken genügende Zeit für das Schwinden haben.

Eine 4 m/m dicke Bitumpappe wird auf die ganze Seitenfläche des erstgebauten Blöckes befestigt und damit der gewünschte Zwischenraum, der die eigentliche Bewegungsfuge bildet, erhalten.

Die Seitenflächen der Blöcke sind aus Mosaikbruchsteinmauerwerk ausgeführt, und die Ungleichmässigkeiten des Mauerwerkes mit 4:1 Portlandcementmörtel ausgeglichen.

Die Blöckesteine sind vertikal gebaut und die Bewegungsfugen sind beiderseits sichtbar auf der Wasser-und Luftseite.

Die Wasserungdurchlässigkeit ist durch zwei in der Nähe der Wasserseite angeordneten Dichtungen gewärleistet. Die erste besteht aus Bleiwolle die in einer Spezialnut gestemmt wird. Die Nut ist an der Wasserseite in den Ecksteinen längs der Bewegungsfuge angeordnet. Die Zweite und Hauptdichtung ist aus Asphalt ausgeführt, in einer Spezial-V-formigen Nut zwischen den beiden Blöcken gelegt, und mit endgültig in Asphalt eingebauten Dampfröhren vorgesehen. Sie kann jederzeit aufgehitzt werden und dadurch wenn nötig wieder gedichtet.

Die Vorversuche, die während der Bauzeit vorhergehend ausgeführt würden, weisten aus dass die Dichtungen vollständig wasserungdurchlässig sind.

RESUME

Le barrage actuel d'Assouan a une longueur totale de 1.970 mètres et se divise en deux parties : une de 1.480 mètres traversant le Nil et percée d'ouvertures, et l'autre de 490 mètres, sans ouvertures et barrant le restant de la vallée.

La surélévation en cours portera le niveau de la chaussée de la cote 114 à la cote 123. La longueur de la partie massive du barrage se trouvera augmentée en conséquence et aura alors 570 mètres.

Le régime du fleuve est tel que le réservoir est complètement vide pendant l'été et plein pendant l'hiver. De ce fait, la face extérieure du barrage est exposée aux effets de l'écart total de la température observée.

Les pyromètres ont montré un écart annuel de 12°C. pour la température dans le corps du barrage, la température extérieure variant entre 1°C. et 36°C. et celle au soleil étant de 84°C.

Le retrait initial de la maçonnerie de moellons et les effets d'allongement ou de contraction dus aux variations de température ont nécessité l'agencement de joints de dilatation dans le bloc de la maçonnerie de surélévation du barrage.

Ces joints, qui servent à éliminer tous les efforts inconnus dus à la température, sont espacés de 7 mètres et divisent ainsi toute la longueur de la partie surhaussée en blocs indépendants.

Les blocs sont construits de deux en deux. On construit ensuite les blocs intermédiaires après une période de quatre mois, jugée suffisante pour permettre aux premiers blocs d'avoir subi toute la contraction venant du retrait.

L'épaisseur voulue du joint est obtenue au moyen d'une feuille bitumée de 4 m/ms d'épaisseur appliquée pendant l'exécution des blocs intermédiaires contre la face du bloc déjà construit. Les irrégularités de maçonnerie en moellons formant la face du bloc maçonné en premier lieu sont compensées au moyen d'un enduit au mortier de ciment de 4 à 1.

Les arêtes des blocs sont verticales et les joints sont visibles sur les faces amont et aval.

L'étanchéité des joints est obtenue au moyen de deux étanchements près de la face amont du barrage. Le premier consiste en un calfatage de laine de plomb dans une entaille pratiquée dans

les bords du joint de dilatation. Le second est un véritable bouchon d'asphalte placé dans une coulisse spéciale en « V » pratiquée dans les blocs de maçonnerie.

Ce dernier système constitue le principal moyen d'imperméabilisation des joints ; il est pourvu de tuyaux à vapeur placés dans l'asphalte pour réchauffer et reconsolider l'asphalte quand on le juge nécessaire.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 15

Temperature cracks in Barrages and Dams with special reference to Nag-Hamadi Barrage

NAGUIB IBRAHIM BEY

TEMPERATURE CRACKS IN BARRAGES AND DAMS

1) All the existing Dams and Barrages in Egypt have been affected by variation of temperature resulting in cracks at different points.

In the Asswan Dam, Assuit and Esna Barrages all constructed in the hottest zone of Egypt, the cracks were more obvious than in the Zifta Barrage in Lower Egypt, where the variation of temperature through the year is far less marked.

2) The material from which these works were constructed was granite for the Asswan Dam, sand-stone for Esna Barrage and limestone in Assuit. In the Heightening of the Asswan Dam, now in progress, special measures have been taken to obviate these cracks as far as possible and these measures are the subject of another paper submitted to the Congress.

3) So far it has not been possible nor advisable to introduce expansion joints in barrages of the arch type, as it has been found

that the temperature cracks have been so minute that they do not affect the structure in stability nor appearance.

4) In the newly constructed Nag-Hamadi Barrage precise observations were taken all the year to determine the behaviour of the cracks and if possible obtain a coefficient of expansion and contraction.

The Barrage is built across the Nile to enable the raising of the natural river to such a level that will be sufficient for the irrigation of the lands dependent on it.

The Barrage proper is 828 metres long and is also provided with a lock for navigation at the West side 16 metres wide and 80 metres long between the mitre posts of the lock gates.

It consists of 100 arched vents each 6.00 metres wide and every ten vents are separated by an abutment pier 4.00 metres thick. The ordinary piers are 2.25 metres thick in the first ten low vents and 2.00 metres in the rest of the structure.

The floor level of the Barrage differs from 58.50 for the first ten vents next to the lock to 59.50 in the next ten vents and 60.50 for the remaining 80 vents. The difference in the levels of the floor was intended to assist navigation to the lock during the low stages of the River.

The floor of the Barrage is constructed of cement concrete 6 : 1 and the masonry of limestone built in cement mortar of 2 : 1.

On the top of the floor between the pier granite blocks have been built as also the piers were faced with granite mosaic to stand the effect of sand carried by the water.

The arches were built of granite concrete of 4 : 1 consistency with joints left at the points of inflection of the line of resistance and through these joints, the apparent temperature cracks passed.

5) The construction of the Barrage started in October 1927 and the whole Barrage was completed in November 1930 covering just over three years.

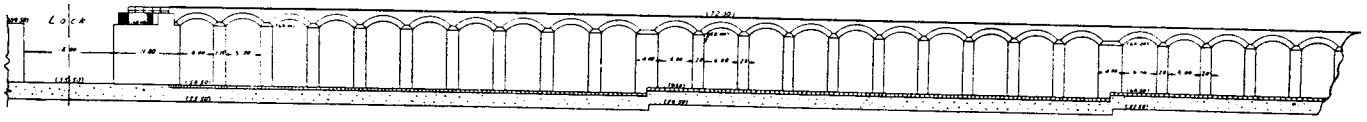
The first ten vents concrete started in March 1928 and were completed in October of the same year when work was stopped for the season and the temporary earth dam enclosing the structure was removed due to the approach of the flood.

The months Mars to October are considered to be the hottest in Egypt and the first notion of a temperature crack in vent N° 6 was noticed in January 1929 when the temperature has considerably gone down.

— NAG HAMADI BARRAGE —

— PART SECTIONAL ELEVATION —

— SCALE 1:300 —

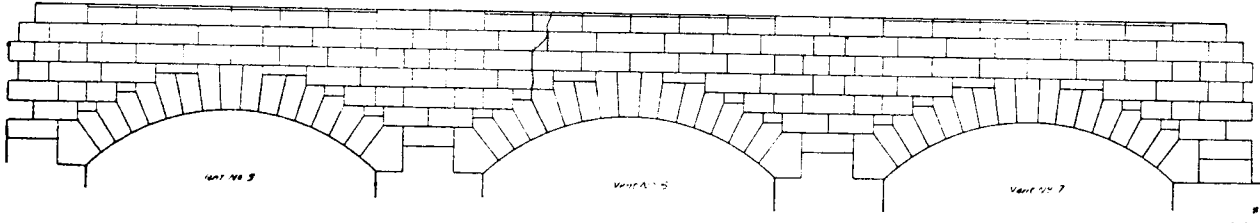


— NAG HAMADI BARRAGE —

— POSITION OF TEMPERATURE GAUGES —

— LEVEL N° 6 —

— Scale 1:5 —



6) Micrometer readings were started to be taken and the following table gives the readings at 7 a.m. and 3 p.m. for every five days of the year 1930 for two of the cracks that appeared in the Barrage. The intermediate parapet wall has been chosen for the observations. This wall forms part of the main arch of the Barrage.

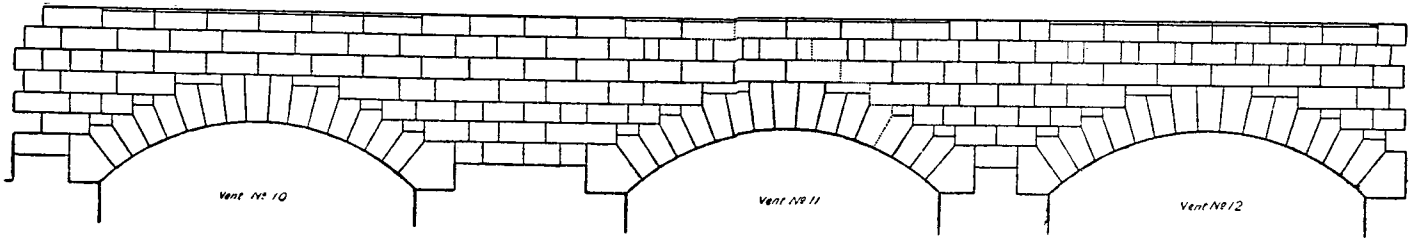
It was apparent that the cracks stopped short at the entrados of the archs.

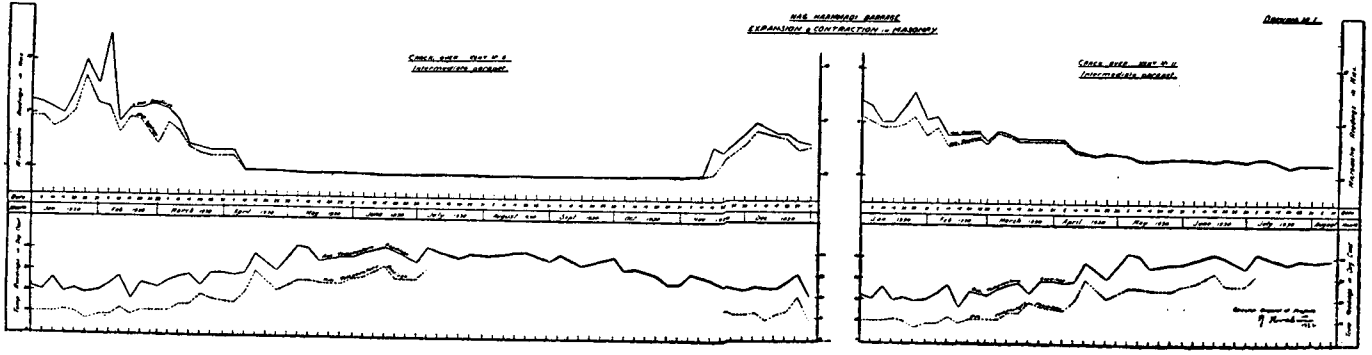
— HAS HASHMADI BARRAGE —

— POSITION of TEMPERATURE CRACKS —

— VENT No 11 —

— Scale 1/25 —





Micrometer readings in millimètres — Vent n° 6

DATE.	Microm. Readings At 7 a. m.	Microm. Readings At 3 p. m.	Minm. Temp. Degrees Centg.	Maxm. Temp. Degrees Centg.	Difference In Microm. Readings In Millim.	Diff. in Temp. Deg. Centg.
January 5 th. 1930	.01120	.01090	10	22	.00030	12
» 10 th. »	.01110	.01075	10	26	.00035	16
» 15 th. »	.01100	.01085	11	19	.00015	8
» 20 th. »	.01140	.01105	10	21	.00035	11
» 25 th. »	.01260	—	7	19	—	12
» 30 th. »	.01140	.01105	12	23	.00035	11
Februar. 5 th. 1930	—	.01115	9	23	—	14
» 10 th. »	.01085	.01065	12	27	.00020	15
» 15 th. »	.01110	.01095	9	16	.00015	7
» 20 th. »	.01110	.01095	11	24	.00015	13
» 26 th. »	.01120	.01095	10	20	.00030	10
March 1 st. 1930	.01115	.01090	12	21	.00025	9
» 5 th. »	.01110	.01085	11	25	.00025	14
» 10 th. »	.01080	.01070	14	27	.00010	13
» 15 th. »	.01045	.01040	14	28	.00005	14
» 20 th. »	.01040	.01030	19	35	.00010	16
» 25 th. »	.01035	.01025	17	29	.00010	12
» 30 th. »	.01035	—	16	29	—	13
April 5 th. 1930	.01035	.01025	15	28	.00010	13
» 10 th. »	.00990	.00985	20	29	.00005	9
» 19 th. »	.00970	.00965	30	38	.00005	8
» 26 th. »	.00980	.00975	21	30	.00005	9
May 3 rd. 1930	.00960	.00950	26	42	.00010	16
» 10 th. »	.00950	.00940	26	41	.00010	15
» 24 th. »	.00955	.00950	24	37	.00005	13
» 31 st. »	.00950	.00945	27	37	.00005	10
June 7 th. 1930	.00950	.00945	28	39	.00005	11
» 14 th. »	.00935	.00930	33	42	.00005	9
» 21 st. »	.00935	.00930	27	40	.00005	13
July 5 th. 1930	.00940	.00935	32	42	.00005	10
» 12 th. »	.00940	.00935	—	40	.00005	—
» 19 th. »	.00935	.00930	—	37	.00005	—
» 26 th. »	.00940	.00935	—	39	.00005	—
August 2 nd. 1930	.00935	.00935	—	38	.00000	—
» 9 th. »	.00935	.00930	—	39	.00005	—
» 16 th. »	.00940	.00935	—	40	.00005	—
» 23 rd. »	.00935	.00930	—	40	.00005	—
Septemb. 6 th. 1930	.00935	.00935	—	39	.00000	—
» 20 th. »	.00940	.00935	—	—	.00005	—
» 27 th. »	.00940	.00935	—	38	.00005	—
Novemb. 8 th. 1930	.00970	.00965	—	31	.00005	—
» 10 th. »	.01050	.00990	—	28	.00060	—
» 22 nd. »	.01040	.01025	14	25	.00015	11
» 29 th. »	.01065	.01050	11	22	.00015	11
Decemb. 5 th. 1930	.01095	.01080	13	25	.00015	12
» 10 th. »	.01085	.01075	9	24	.00010	15
» 15 th. »	.01075	.01070	12	24	.00000	12
» 21 st. »	.01075	.01065	13	27	.00010	14
» 25 th. »	.01060	.01045	20	31	.00015	11
» 31 st. »	.01055	.01050	8	20	.00005	12

not recorded

Micrometer readings in millimètres — Vent n° 11

DATE.			Microm. Readings At 7 a. m.	Microm. Readings At 3 p. m	Minm. Temp. Degrees Centg.	Maxm. Temp. Degrees Centg.	Difference In Microm. Readings In Millm.	Diff. in Temp. Deg. Centg.
January	1 st.	1930	.01290	.01260	10	22	.00030	12
»	5 th.	»	.01280	.01250	9	19	.00030	10
»	11 th.	»	.01250	.01240	10	26	.00010	16
»	15 th.	»	.01250	.01240	11	19	.00010	8
»	20 th.	»	.01275	.01245	9	20	.00030	11
»	25 th.	»	.01295	.01250	8	21	.00045	13
»	31 st.	»	.01255	.01225	9	20	.00030	11
Februar.	5 th.	1930	.01260	.01240	11	22	.00020	11
»	10 th.	»	.01225	.01205	12	27	.00020	15
»	26 th.	»	.01230	.01220	10	20	.00010	10
March	1 st.	1930	.01230	.01225	12	21	.00005	9
»	5 th.	»	.01235	.01230	11	25	.00005	14
»	10 th.	»	.01230	.01225	14	27	.00005	13
»	15 th.	»	.01220	.01215	14	28	.00005	14
»	20 th.	»	.01220	.01215	19	35	.00005	16
»	25 th.	»	.01220	.01215	17	29	.00005	12
»	29 th.	»	.01220	.01215	19	28	.00005	9
April	5 th.	1930	.01220	.01215	15	28	.00005	13
»	12 th.	»	.01200	.01195	20	29	.00005	9
»	26 th.	»	.01195	.01195	21	30	.00000	9
May	3 rd.	1930	.01190	.01190	26	42	.00000	16
»	10 th.	»	.01180	.01180	21	30	.00000	9
»	17 th.	»	.01180	.01180	25	35	.00000	10
»	24 th.	»	.01185	.01185	24	37	.00000	13
»	31 st.	»	.01185	.01185	27	37	.00000	10
June	7 th.	1930	.01185	.01185	28	39	.00000	11
»	14 th.	»	.01180	.01180	33	42	.00000	9
»	21 st.	»	.01185	.01185	27	40	.00000	13
»	28 th.	»	.01185	.01185	27	35	.00000	8
July	5 th.	1930	.01185	.01185	32	42	.00000	10
»	12 th.	»	.01185	.01185	—	40	.00000	—
»	19 th.	»	.01180	.01180	—	37	.00000	—
»	26 th.	»	.01185	.01185	—	39	.00000	—
August	2 nd.	1930	.01185	.01185	—	38	.00000	—
»	9 th.	»	.01185	.01185	—	39	.00000	—

NAG HAMADI BARRAGE

Coefficient of Expansion & Contraction
in Concrete

Temperature in centigrade

DIAGRAM I

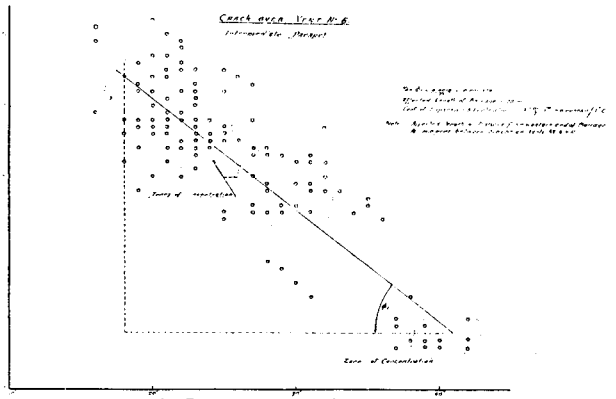


DIAGRAM II

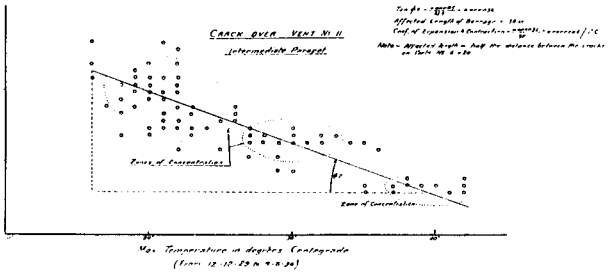
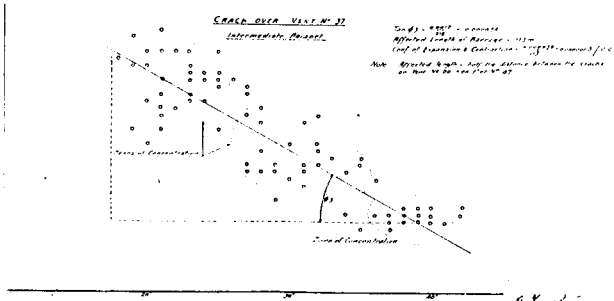


DIAGRAM III



Director General of Projects

Report Drg .

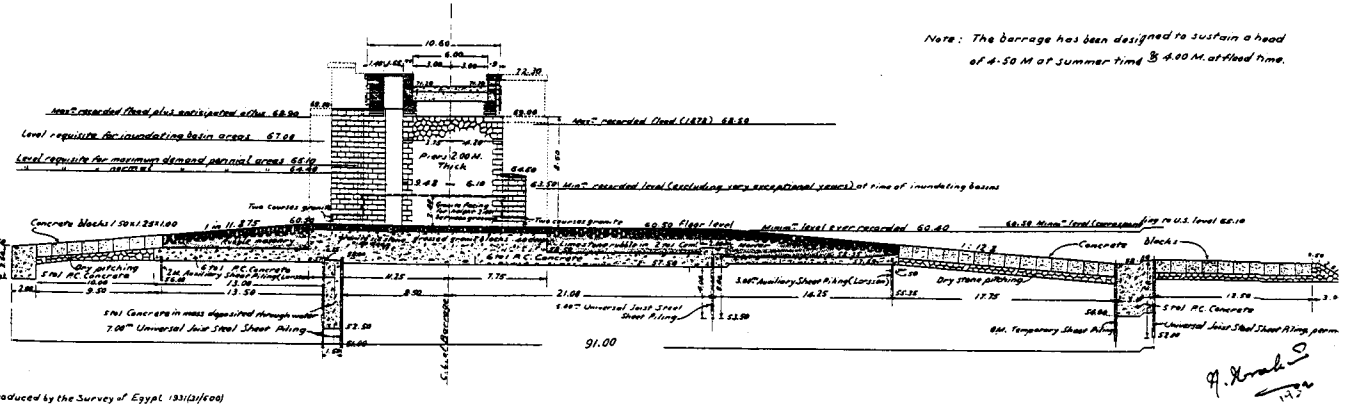
NAG-HAMADI BARRAGE

SECTION THROUGH VENTS 60.50 FLOOR LEVEL

قناطر نجع حمادى

قطاع فى احدى العيون التى منسوب قرشها ٦٠,٥٠

SCALE 1 : 200



Reproduced by the Survey of Egypt 1931(31/600)

7) The above readings have been plotted diagramatically on the attached plan from which it is evident that the approach of the hot weather has so far affected the size of the cracks to such an extent that the micrometer could no more detect the variations of the crack. It also became evident that the cracks were due to contraction and not to expansion as all the work has been carried out in the hot weather.

In the summer the nights are so short that the masonry had no time to cool down to an extent that would affect the cracks. On the other hand in winter the sun hours are few compared to the long hours to which the masonry has been subjected to a fairly cold atmosphere.

8) An attempt has been made to arrive at a figure for the coefficient of contraction and expansion in masonry of that nature and the results are plotted on diagram N° 2 from which a mean figure of .0000007/1°C has been obtained.

9) The masonry is mostly in concrete 4 : 1 and 10 : 1 and the affected length of the Barrage L for diagram N° 1 is the distance between the Western entrance to the Barrage and a mid point between cracks in vents N° 6 and N° 11 i.e. 70 ms.

For diagram N° 2, L is half the distance between craks on vent N° 6 and N° 20 and is equivalent to 58 metres.

For diagram N° 3, L is half the distance between the cracks in vents N° 20 and N° 47 and is equivalent to 113 metres.

1°) From the above, conclusions were arrived at that these cracks were not the result of any floor settlement from the nature of their expansion and contraction according to temperature variations.

SUMMARY

1) All the existing Dams and Barrages in Egypt have been affected by variation of temperature resulting in cracks at different points.

In the Asswan Dam, Assuit and Esna Barrages all constructed in the hottest zone of Egypt, the cracks were more obvious than in the Zifta Barrage in Lower Egypt, where the variation of temperature through the year is far less marked.

2) The material from which these works were constructed was granite for the Asswan Dam, sand-stone for Esna Barrage and limestone in Assuit. In the Heightening of the Asswan Dam, now in progress, special measures have been taken to obviate these cracks as far as possible and these measures are the subject of another paper submitted to the Congress.

3) So far it has not been possible nor advisable to introduce expansion joints in barrages of the arch type, as it has been found that the temperature cracks have been so minute that they do not affect the structure in stability nor appearance.

4) In the newly constructed Nag-Hamadi Barrage precise observations were taken all the year to determine the behaviour of the cracks and if possible obtain a coefficient of expansion and contraction.

5) The construction of the Barrage started in October 1927 and the whole Barrage was completed in November 1930 covering just over three years.

The first ten vents concrete started in March 1928 and were completed in October of the same year when work was stopped for the season and the temporary earth dam enclosing the structure was removed due to the approach of the flood. The months Mars to October are considered to be the hottest in Egypt and the first notion of a temperature crack in vent N° 6 was noticed in January 1929 when the temperature has considerably gone down.

6) Micrometer readings were started to be taken and the following table gives the readings at 7 a.m. and 3 p.m. for every five days of the year 1930 for two of the cracks that appeared in the Barrage. The intermediate parapet wall has been chosen for the observations. This wall forms part of the main arch of the Barrage.

It was apparent that the cracks stopped short at the entrados of the archs.

7) It was evident that the approach of the hot weather has so far affected the size of the cracks to such as extent that the micrometer could no more detect the variations of the crack. It also became evident that the craks were due to contraction and not to expansion as all the work has been carried out in the hot weather.

In the summer the nights are so short that the masonry had no time to cool down to an extent that would affect the cracks. On the other hand in winter the sun hours are few compared to the long hours to which the masonry has been subjected to a fairly cold atmosphere.

8) An attempt has been made to arrive at a figure for the coefficient of contraction and expansion in masonry of that nature and the results gove a mean figure of .0000007/1° C. The building in the superstructure concrete 4 : 1 and 10 : 1.

ZUSAMMENFASSUNG

1. — Alle bestehenden Sperren und Wehren in Aegypten haben infolge der Temperaturwechsel an verschiedenen Stellen Risse erhalten. Im Asswan Damm, Assioutwehre und Esnawehre die in der heissesten Zone Aegyptens gebaut sind, sind die Risse ausgesprochener als im Siftawehre, das sich in Unteraegypten befindet wo der jährliche Temperaturwechsel viel geringer ist.

2. — Diese Werke sind aus folgendem Baustoff errichtet: Granit für den Asswan Damm, Sandstein für das Esnawehr und Kalkstein für Assioutwehr.

Für die Erhöhung des Asswan Dammes, die jetzt in Ausführung ist, würden spezielle Massnahmen vorgesehen um so viel wie möglich die Temperaturrisse zu vermeiden. Diese Massnahmen bilden den Gegenstand eines anderen Berichtes der dem Kongress vorgelegt ist.

3. — Bis jetzt war es weder möglich noch für ratsam gehalten Bewegungsfugen in Wehren die aus Einzelpfeilern mit Gewölbe Ueberdeckungen bestehen einzuführen, weil beobachtet würde dass die Temperaturrisse so klein waren, dass weder die Standsicherheit noch das Aussehen des Bauwerkes beeinflust war.

4. — In dem neugebauten Nag'-Hamadiewehre würden während des ganzen Jahres Beobachtungen vorgenommen, um die Bewegung in den Rissen und der Koefficient der Ausdehnung b. z. w. Zusammenziehung, wenn möglich festzustellen.

5. — Der Bau des Wehres begann im Oktober 1927 und das ganze Wehr war vollständig ausgeführt im November 1930, so dass der Bau über 3 Jahre in Anspruch genommen hat. Die Betonierung der ersten 10 Oeffnungen began im März 1928 und wurde in Oktober desselben Jahres beendet, als die Arbeiten für diese Bauperiode unterbrochen wurden, weil der provisorische Erddamm, der den Bauplatz umkreiste, für den Hochwasserdurchfluss entfernt sein musste.

Die Monate März bis Oktober werden als die heissesten in Aegypten betrachtet. Die ersten Zeichen eines Temperaturrisses in Oeffnung No. 6 wurden in Januar 1929 bemerkt, als die Temperatur stark gesunken war.

6. — An den Rissen die im Jahre 1930 im Wehre sichtbar waren, wurden um 7 H. a. M. und um 3 H. p. M. Mikrometerablesüngen an jeden fünften Tag gemacht.

Für die Beobachtungen war die mittlere Steinbrüstung gewählt worden, welche mit dem Hauptbogen des Wehres einig gebaut ist.

Es wurde in Allgemein bemerkt dass die Risse fängten in der Nähe der inneren Leibung des Bogens.

7. — Die Rückkehr des warmes Wetters hatte so veit die Risse verschlossen dass der Mikrometer ihre Schwänkungen nicht mehr feststellen konnte. Es war vorausszusehen, dass die Risse durch eine Zusammenziehung herforgerufen waren und nicht durch die Aussdehnung da der ganze Bau in der heissesten Jahreszeit ausgeführt würde. Im Sommerzeit sind die Nähte so kurz dass das Mauerwerk zum Abkühlen keine Zeit hat. In Winter anderseits ist das Mauerwerk einer genügend niedriger Atmòspherentemperatur aussgesetzt und die Sonnenstundenperiode ist dagegen verhältnismässig kurz.

8. — Probeberechnungen die ausgeführt wurden um einen Zusammenziehungs b. z. w. Ausdehnungskoefficient im Mauerwerk dieser Art festzustellen haben ein Mittelwert von 0,00000007/1° C ergeben. Das Material für der Oberbau ist Beton 4:1 und 10:1.

RESUME

1) Tous les barrages, barrages-réservoirs ou barrages du type fluvial existant en Egypte, ont ressenti les effets dus aux écarts de température, et des fissures se sont produites en différents points.

Dans le barrage d'Assouan, et aux barrages d'Assiout et d'Esna, construits dans les zones les plus chaudes d'Egypte, les fissures ont été plus marquées que dans le barrage de Zifta où les écarts de température sont moins grands.

2) Le matériau de construction pour le barrage d'Assouan est le granit; pour le barrage d'Assiout la pierre calcaire, et pour celui d'Esna la pierre silicieuse. La surélévation en cours du barrage d'Assouan prévoit des moyens spéciaux pour éviter, autant que possible, ces fissures, moyens qui font l'objet d'un rapport spécial.

3) Il n'a pas été jugé à propos d'introduire jusqu'à ce jour des joints de dilatation dans les barrages du type fluvial, car les fissures relevées étaient négligeables, sans inconvénient pour la stabilité ni pour l'apparence extérieure.

4) Pendant la construction du nouveau barrage de Nag-Hamadi, des observations précises ont été faites pour contrôler la marche des fissures et obtenir, si possible, le coefficient de dilatation et de contraction des maçonneries.

5) La construction du barrage a commencé en octobre 1927 et s'est terminée en novembre 1930, couvrant ainsi une période de trois ans.

Le bétonnage des dix premières ouvertures a commencé en mars 1928 pour se terminer en octobre de la même année ; le travail de la première saison a dû cesser à cause de la crue du Nil.

Les mois compris entre mars et octobre sont les plus chauds de l'année et la première fissure apparut en 1929, au pertuis N° 6.

6) Des lectures au micromètre furent faites tous les 5 jours à 7 heures et à 15 heures, pendant toute l'année 1930, sur deux des fissures qui apparurent dans le barrage. Le mur du parapet intérieur qui fait corps avec l'arc surmontant l'ouverture fut choisi pour le repérage.

On put constater que les fissures s'arrêtaient près de l'intrados de l'arc.

7) Il devint évident que la température des mois chauds agissait sur l'ampleur des fissures, à tel point que les micromètres n'enregistraient plus les variations. Il fut facile également de voir que les fissures étaient dues à la contraction et non à la dilatation, la construction ayant été exécutée pendant les mois chauds.

En été, les nuits sont si courtes que la maçonnerie n'a pas le temps de se refroidir de manière à influencer les fentes ; par contre, en hiver, il y a peu d'heures pendant lesquelles le soleil agit et, en général, la température de l'atmosphère est assez basse.

8) On a essayé d'établir un coefficient de contraction et de dilatation pour la maçonnerie du barrage et comme résultat on a obtenu le chiffre moyen de 0,0000007 par 1° C.

La partie supérieure du barrage est construite avec du béton 4/1 et 10/1.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 16

Vorschlag zur Durchführung von Serienversuchen behufs Bestimmung des Schrumpfens von Beton, mit besonderer Rücksicht auf das diesbezügliche Verhalten des Gussbetons.

Von Hugo LAMPL, Kgl. Baurat.

Vor einem Vierteljahrhundert begann man die Betonbauten, welche bis dahin in der alten Art und Weise in einzelnen Schichten aus erdfeuchtem Stampfbeton hergestellt wurden, aus wasserreicherem Gussbeton zu errichten.

Den Gegenstand der Diskussionen, welche in der Fachliteratur unter der Divise: «Stampfbeton oder Gussbeton» entfacht wurden und lange Jahrzehnte hindurch andauerten, kann ich wohl als bekannt voraussetzen. Praxis und Erfahrung haben indessen diesen Kampf zugunsten des Gussbetons entschieden; worauf schon jener Umstand hindeutet, dass in den letzten Jahrzehnten, besonders die massiveren Bauten, in der ganzen Welt nahezu ausschliesslich in Gussbeton aufgeführt worden sind.

Wie uns aber die Erfahrung lehrt, schrumpft Gussbeton in weit höherem Grade zusammen, als Stampfbeton; die Folge davon ist, dass sich in Gussbetonbauten weit häufiger Risse einstellen, als in solchen aus Stampfbeton.

Solche, öfters als man es früher gewohnt war, eintretende Risse verursachten anfangs viele Sorgen. Zwar stand uns gegen das Entstehen solcher in den reichlicher, als ehedem angewendeten Dilatationsfugen ein verlässliches Gegenmittel zur Verfügung; doch erwies sich dieses Mittel als zu kostspielig und musste oft auch aus Rücksichten rein technischer Natur und Bewandtnis gemieden werden. Hieraus ergab sich die Notwendigkeit, nach anderen Mitteln und Wegen zu suchen, bezw. ein Verfahren zu finden, mittels welchem man dem allzuhäufigen Rissigwerden der übrigens durchaus modernen, wirtschaftlicher ausführbaren und auch sonst gutbewährten Gussbetonbauten erfolgreicher begegnen, d. h. das Vorkommen der Risse auf ein annehmbares Mass herabsetzen könnte.

Nun können ja die Ursachen des Schrumpfens der Betonbauten im allgemeinen als bekannt dahingestellt werden; weniger bekannt aber ist der Zusammenhang, welcher zwischen dem Ausmasse des Schrumpfens und der Grössenänderung der dieses Ausmass beeinflussenden Faktoren offenbar bestehen muss. Die uns zufallende Aufgabe besteht also im Prinzipe in der Bestimmung dieses Zusammenhanges.

1.) *Zweck des vorliegenden Vorschlages und Programm für die Abwickelung entsprechender Serienversuche.*

Im folgenden möchte ich nun die allgemeine Anwendung einer Methode, bezw. die Befolgung eines Programmes in Vorschlag bringen, welches für die Abwickelung von Serienversuchen zweckentsprechend erscheint. Hiernach wären für je eine gewisse Betonsorte eine Reihe von Versuchen auszuführen um festzustellen, in welchem Grade die unter 1. bis 4. (weiter unten) zitierten Faktoren auf das Schrumpfen des Betons und die Temperaturerhöhung desselben während des Abbindens von Einfluss sind. Ich habe mir gleichzeitig diese Aufgabe inbezug auf heimische Zementsorten und allgemein verwendeten Flusschotter gestellt. Die erwähnten Faktoren sind:

1. — Wassergehalt des Betons und Art und Weise des Einbringens;

2. — Zusammensetzung (Struktur) des verwendeten Schotters;

3. — das Mischverhältnis, resp. die auf den Kubikmeter fertigen Betons entfallende Zementmenge;

4. — Art und Weise der Behandlung des Betons während des Abbindens.

Dies wären also diejenigen Faktoren, deren Grösse während der Serienversuche zu ändern sind, um das Verhalten des Betons diesen Aenderungen gegenüber zu beobachten. Das vorgeschlagene Programm der allenfalls zu bewerkstelligenden Versuche findet sich in Tabelle I vor; doch möchte ich vorwegnehmen, dass ich dort nur die allernötigsten, also die Stammversuche angeführt habe.

Ferner möchte ich bemerken, dass sich der oben unter 2. — vermerkte Faktor: «Zusammensetzung des Schotters» im allgemeinen auf zweierlei Weise variieren lässt und zwar:

a. — nach der Kornstruktur des Schotters; doch würde dieses Vorgehen zu viel Alternativen zeitigen;

b. — indem man nur das Volumverhältnis von Schotter und Sand zu einander ändert. Letzteres Vorgehen stellt sich am einfachsten dar und schmiegt sich auch der Praxis besser an. Das Schottergemisch von bekannter Kornzusammensetzung wird durch ein Sieb mit einer gewissen, z. B. 5, oder 7 mm grossen Maschenweite geschickt. Das durchfallende Material wird als Sand, das zurückbleibende als Schotter bezeichnet; die auf diese Weise von einander getrennten Materialien können dann für jeden Versuch nach Belieben wieder gemischt werden.

Bezüglich der Zusammensetzung des Schotters möchte ich bemerken, dass ich im mitgeteilten Programme (Tabelle I), die Befolgung des unter b. — besprochenen einfacheren Vorgehens voraussetzend, lediglich dreierlei Mischverhältnisse — in Betracht gezogen habe. Die Anzahl der Variationen ist selbstverständlich in dem Masse zu erhöhen, als es die erstvorgenommenen, resp. Stammversuche nötig machen. Im Sinne der Tabelle wären für jede Zementsorte mindestens je 120 Versuche zu bewerkstelligen.

Nach erfolgter Durchführung dieser Versuche wäre noch der Einfluss der verschiedenen Zuschlagmaterialien (wie Steinsplitter, Steinmehl, Trass und Kalk) zu untersuchen, welchen diese Materialien auf das Schrumpfen des Gussbetons ausüben.

Als konstante Faktoren kommen bei den Versuchen in Betracht: die Art und Weise, sowie die Zeitdauer des Mischvorganges, der ursprüngliche Wärmegrad der verwendeten einzelnen Materialien, der Dunstgehalt und Wärmegrad der Lokalitäten im Laboratorium und schliesslich die Abmessungen der Versuchskörper.

Selbstredend darf zu den einzelnen Versuchen immer nur Zement und Sand ein und derselben Provenienz verwendet werden und ist auch ganz besonderes Gewicht darauf zu legen, dass die

TABELLE I.

PROGRAMM FUER DIE DURCHFUEHRUNG VON STAMMVERSUCHEN ZWECKS UNTERSUCHUNG DES SCHRUMPFENS VON BETON.

Art des Einbringens; Wassergehalt.	I. *In Schichten gestampfter, erdfeuchter Beton.*															II. *Plastischer*	III. Gussbeton.	
Benennung der Zuschlagstoffe.	Wassergehalt: cca 8 % Plumpsmass : caa 10 mm															cca 10 % cca 100 mm	cca 12 % cca 150 mm	cca 15 % cca 200 mm
Zusammensetzung des Schotters. Mischverh. d. gröss. u. kleineren Korngrössen, 5 mm.	1:0'7					1:1'5					1:2					wie zuvor mindestens 3 Fälle	wie zuvor mindestens 3 Fälle	wie zuvor mindestens 3 Fälle
Zementdosierung. Auf den Kubikmeter fertigen Beton entfallende Zementmenge.	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300	wie zuvor 3 × 5 = 15 Fälle	wie zuvor 3 × 5 = 15 Fälle	wie zuvor 3 × 5 = 15 Fälle
Art der Behandlung der Versuchskörper. luft-lagernd : wasser «	1 2	3 4	5 6	7 8	9 10	11 12	13 14	15 16	17 18	19 20	21 22	23 24	25 26	27 28	29 30	wie zuvor 2 × 15 = 30 Fälle 31 —— 60	wie zuvor 2 × 15 = 30 Fälle 61 —— 90	wie zuvor 2 × 15 = 30 Fälle 91 —— 120

als konstant vorausgesetzten Faktoren sich tatsächlich als solche erweisen, da sonst die Versuchsergebnisse zu Trugschlüssen Anlass geben könnten. Die Versuchsergebnisse können eben nur dann als verlässlich gelten, wenn sich im Rahmen je einer Versuchsserie immer nur ein Faktor ändert, bezw. programmässig geändert wird und die in den einzelnen Versuchsergebnissen eintretenden Abweichungen von einander, ausschliesslich Funktionen der absichtlich und programmässig vorgenommenen Grössenänderung des betreffenden Faktors sind.

2. — *Beschreibung der Versuchsmethoden und der dazu verwendeten Einrichtungen.*

Zur Bestimmung des Ausmasses des Schrumpfens von Beton mit verschiedenem Wasser- und Zementgehalt und mit Schotter verschiedener Granulation kann man sich solcher Probebalken bedienen, welche 5 m lang und 20 × 20, oder 30 × 30 cm breit, resp. stark sind. Diese Versuchskörper können sowohl stehend, als auch liegend hergestellt werden. Bei stehender Ausführung braucht nach der Fertigstellung nur der Abstand der Zopffläche von einem über dem Versuchsobjekte angebrachten fixen Punkte gemessen zu werden, um den Grad des Schrumpfens in der Längsrichtung zu bestimmen. Bei liegender Ausführung stellt sich aber das Messen etwas schwieriger dar. Allerdings kann die Messung, im Wege entsprechender Vorkehrungen, auch in diesem Falle auf die Weise vorgenommen werden, dass der Versuchskörper an dem einen Ende festgehalten und nur die Ortsveränderung des anderen Endes gemessen wird; oder es könnten die Versuchskörper auf der glatten Grundplatte der Versuchsapparatur nach Fertigstellung lose liegend belassen werden und hätte dann die Messung zwischen den beiden Zopfflächen und den entsprechend angeordneten Fixpunkten zu erfolgen.

Abb. 1 veranschaulicht schematisch eine zerlegbare Form, welche für liegend herzustellende Versuchsbalken verwendet werden kann. Dieselbe besteht im Prinzipe aus einer horizontalen, sorgfältig abgeglätteten eisernen Grundplatte und aus an diese befestigten Seitenwänden aus gehobelten Brettern. Die Grundplatte kann aus einem U-Eisen hergestellt werden, dessen Schenkel nach unten gekehrt sind, die Holzwände sind abnehmbar angeordnet. Um ein etwaiges Ankleben des Betons an die Grundplatte sicher zu vermeiden, kann letztere auch mit einem Belag aus geöltem Papier versehen werden. In die Versuchsbalken sind zwei Bronzklötze

versetzt, welche bei den Messungen als Fixpunkte dienen. Nach erfolgten Abbinden können die Seitenwände entfernt werden, das Probestück muss aber während der ganzen Zeitdauer der Beobachtung auf der Grundplatte liegen bleiben.

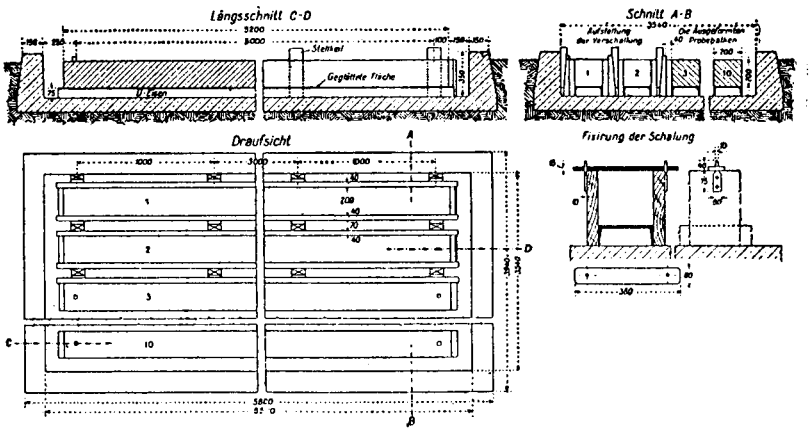


Abb. 1.

Bei der beschriebenen Einrichtung ist auch eine, 35 cm hohe wasserdichte Betonwandung vorgesehen, um das Versuchsstück auch unter Wasser setzen und das Verhalten desselben dort beobachten zu können.

Mit Rücksicht darauf, dass die Beobachtung je eines Objektes längere Zeit in Anspruch nimmt, wäre es angezeigt, sich für die gleichzeitige Herstellung und Beobachtung von wenigstens 10 Probestücken einzurichten.

Die Erwärmung der verschieden gemengten Betonsorten kann nach dem termodynamischen Verfahren gemessen werden, wobei das Element in die Mittelachse des Versuchskörpers eingebaut werden muss. Nachdem es sich aber bei den beschriebenen Versuchskörpern um einen kleinen Querschnitt handelt und infolgedessen deren Erwärmung innerhalb weit kleinerer Grenzen bleibt, als bei grossen Betonblöcken, würde es sich in erster Linie blos um eine Vergleichsziffer handeln, welche aber voraussichtlich noch immer genügen würde, um auch darüber verlässliche Auskunft zu geben, ob das Zusammenschrumpfen und die Erwärmung nicht etwa auf den Einfluss ebenderselben Faktoren zurückzuführen seien und

vielleicht sogar gleichsinnige und proportionale Funktionen dieser Faktoren bilden.

Gleichzeitig mit der Herstellung der Versuchsbalken, sollten auch normale Versuchswürfel fertiggestellt werden, damit mit obengeschilderten Versuchen parallellaufend auch die Bruchfestigkeit untersucht werden könnte.

Mit dem im vorstehenden mitgeteilten Vorschlage beabsichtigte ich lediglich den Rahmen und die Grundprinzipien einer Versuchsmethode niederzulegen und an Hand eines beispielweise angeführten Programmes zu beleuchten, mittels welcher die aus praktischen Gesichtspunkten wichtige Frage des Schrumpfens des Gussbetons meiner Ansicht nach geklärt oder wenigstens einer Klärung näher gebracht werden könnte.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser schlägt vor, die Untersuchung der Frage des Schwindens des Betons zu vertiefen und hebt die Bedeutung von Reihenversuchen an Probebalken von grossen Abmessungen hervor, um den Einfluss der Bemessung von Wasser und Zement auf das Schwinden festzustellen; ebenso wie auch die Einwirkung der Zusammensetzung des Kieses und der Art des Mischens. Ferner hebt er hervor, dass die vorhandenen Beziehungen zwischen dem Schwinden und den aufgeführten Tatsachen durch Zahlenangaben beleuchtet seien.

Sodann weist er auf einen schematischen Arbeitsplan der grundlegenden Versuche hin, die durchzuführen sind und teilt eine einfache Zeichnung der zur Herstellung der für die Versuche nötigen Betonbalken dienenden Vorrichtung mit.

SUMMARY

The author proposes to go further into the question of concrete shrinkage and suggests a series of tests with large size sample beams, so as to be able to ascertain the influence of the dosage of water and cement, as well as the effect of the composition of the gravel and the method of treatment on the concrete shrinkage. In addition, he suggests that the existing correlation between the shrinkage and the aforementioned factors be brought out by means of numerical data.

Then he indicates the schematic programme of fundamental tests to be carried out and gives the schematic design of the appliance to be used for making the sample beams required for the tests.

RESUME

L'auteur propose d'approfondir les études sur la question du retrait du béton et préconise des séries d'essais avec des poutres échantillons de grande dimension, afin de pouvoir déterminer l'influence du dosage de l'eau et du ciment, ainsi que l'effet de la composition du gravier et du mode de traitement sur le retrait du béton. En outre, il préconise que la corrélation existant entre le retrait et les facteurs précités soit mise en lumière par des données numériques.

Puis, il indique le programme schématique des essais fondamentaux à exécuter et communique le dessin schématique de l'appareil servant à la fabrication des poutres échantillons nécessaires aux essais.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM-1933
QUESTION 1b RAPPORT nº 38

Influence of internal temperature and distortion of weight-dams.

Report by G.S. LALIN
Engineer, The Royal Board of Waterfalls, Sweden.

and N. ROYEN
Engineer, The Royal Administration of Public Edifices, Sweden.

STUDIES ON SHRINKAGE OF CONCRETE

The strength of concrete is usually well utilized in dams of the Ambursen and the Multiple Arch types, especially for dams of great height. For this reason the concrete mixtures used for such structures are in general so rich that there is little or no risk for percolation with its consequences of deterioration. On the contrary, the disposition for cracks in such dams is greater, especially when they are used for regulation purposes and thus exposed to variable swelling and shrinkage. Even heavy structures as gravity dams are nowadays made of fairly rich concrete, since it has been proved that the thickness of the concrete has little influence on the water-tightness, compared to that of the richness of the concrete. The formation of cracks in heavy hydraulic structures, however, is usually more influenced by the shrinkage due to dissipation of heat evolved by the hydration of portland cement than due to drying of the concrete, such structures being able to retain moisture for considerable time. By temperature measurements it is demonstrated that the dis-

sipation of heat may continue for several years, observations which are in good correspondance to the fact that shrinkage cracks in heavy structures seldom appear during the first year after placing the concrete.

Concrete engineers have for years realized the need of a cement especially suited for hydraulic structures. Such a cement should give to the concrete low rise in temperature and in comparison to ordinary portland cement an improved water resistance. Heat evolution and strength are however factors dependent on each other, both being due to the chemical reaction of cement and water. If then the low temperature rise requirement should be fulfilled, some allowances must be made regarding the strength requirements. For many gravity dams it may be justified to use concrete of relatively low final strength, but this being not the case with a number of other types of structures for hydraulic purposes it is necessary to maintain the standard high final strength. The economic utilization of low falls in power stations for instance has involved large units requiring long spans and short legged frames, in which high concrete stresses are unavoidable. It is, however, of little value to attain the required high strength early. Hydraulic structures are seldom taken in use earlier than 6 months after placing of the concrete, and previous to this time the full strength of the concrete is not utilized ; the necessary strength at 28 days in concrete for such structures is in most cases only what is needed to carry the dead load of the structure.

With a view to attain a cement which complies to the above mentioned requirements, one of the cement mills in Sweden (Limhamn) has manufactured a portland cement, which is somewhat richer on silica than the ordinary portland cement. The new cement has a long setting time, slow rise in strength but high final strength. The long setting time makes it possible to place concrete over large areas. On the supposition that the concrete production per unit of time is kept constant, the mass will rise slowly in the form, thereby facilitating the radiation of heat from the surface. The strength of concrete using this slow-hardening cement is sufficient even for high stressed hydraulic structures, the watertightness of the concrete is good and the composition of the cement is found to be favorable in regard to resistance against water.

Below are described tests and studies on concrete using the slow-hardening portland cement in comparison to concrete using

the ordinary and the rapid-hardening portland cements from the same factory.

The concrete mixtures and the qualities of the mass are given in the following table :

Cement	Water cement ratio liter/kg	Flow-table %	Workability	Mix. weight	Temp. of conc. mass. °C
Slow - hardening	0.57	180	3	1: 2,75: 2,75	16.0
Normal-hardening	0.57	190	3	1: 2,80: 2,80	16.5
Rapid - hardening	0.58	210	4	1: 2,75: 2,75	16.5

Sand : clean, well graded, natural sand.

Coarse aggregate : gravel, graded from 7 to 30 mm.

The consistency of the concrete was determined so, that a certain amount of the mass slowly could slide by its own weight in a spout sloping 1 : 2 1/2.

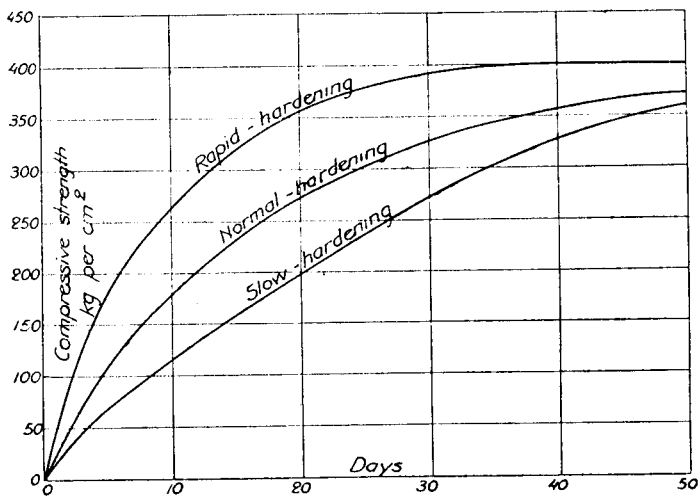


FIG. 1. *Compressive strength of concrete. Portland cements of different qualities. Concrete: 350 kg cement per m³. Cylinders: 150 × 300 mm.*

The workability was determined by the appearance of the concrete mass in the spout and on the flow table. The following degrees of workability were observed :

1. Clean water separates on the flow table.
2. Cement-water separates on the flow table.
3. Fairly workable.
4. Good workability.
5. Excellent workability.

Quantity of cement per m³ concrete = 350 kg. This quantity of cement was previously proved to be the practicable low limit for concrete in hydraulic structures.

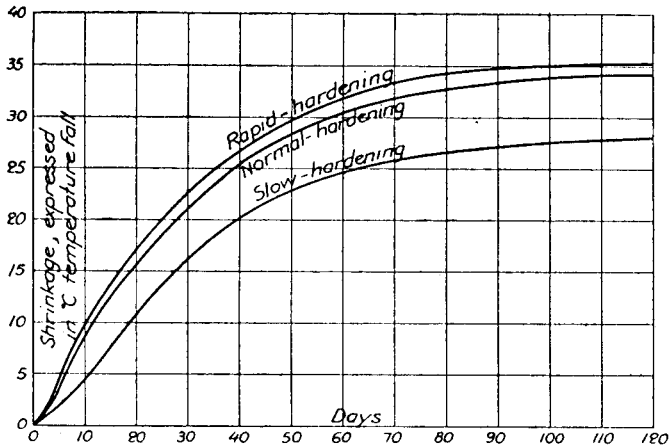


FIG. 2. *Shrinkage-time variation.*
Portland cements of different qualities.
Concrete: 350 kg cement per m³.
Prisms : 150×150× 600 mm.
Air curing.

The relation between compressive strengths of concrete made by the above mentioned different cements is shown in fig. 1. Of interest in this figure is the straight line variation of strength for the slow-hardening cement.

Above is mentioned the correlation between the heat generated and the strength of the concrete. The existence of such a relation is previously proved by temperature measurements and tests. The general relation is influenced by the original temperature of the mass, the speed of placing the concrete, the dimensions of the structure, the surrounding temperature, etc. The influence of variation in the surrounding temperature is often the governing factor in the design of outside structures. This factor was however eliminated in these studies in order to obtain a clearer understanding of the results, and in its place is given an example of the influence of a tem-

perature variation. The curves in fig. 2 represent the shrinkage of concrete prisms 15×15×60 cm, stored in ordinary room tempera-

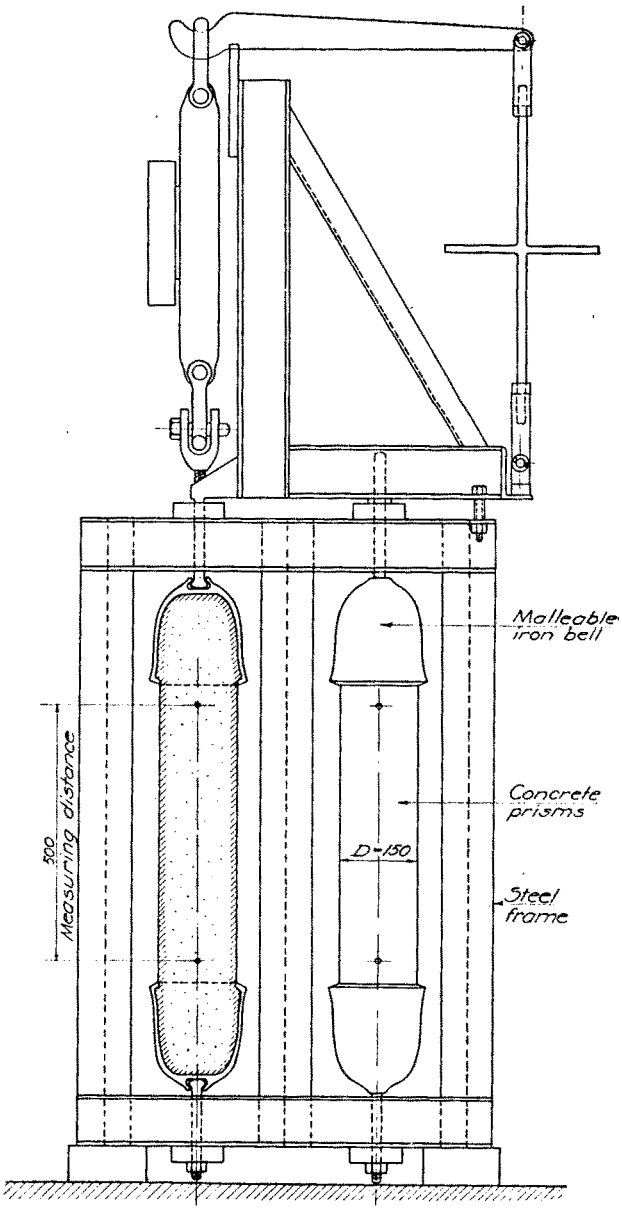


FIG. 3. *General arrangement of restrained prisms.*

ture (19° C) after one day in the forms. Factors producing shrinkage during the first two weeks are shown to be less energetic in the slow-hardening portland cement than in the normal-and the rapid-hardening portland cements. After this time such factors are equally effective in all three cements. As previous temperature measurements have shown that the radiation of heat from a prism of this small size is practically finished after two weeks, it is evident that the shrinkage during that times substantially originates from the evolved heat and the subsequent cooling of the concrete. The total shrinkage at two weeks storage of the prisms corresponds to a fall in temperature in the concrete of 7° C for the slow-hardening cement, while it is about 12° C for normal-and rapid-hardening cements. Corresponding temperature figures at 45 days storage are 22 and 28 respectively.

Concrete dams and other concrete hydraulic structures are usually so constructed that, if they were allowed to dry completely, shrinkage cracks would be unavoidable, but in general the structure is taken in use before any appreciable drying has taken place and under such circumstances the use of a slow-hardening cement is advantageous.

Studies are made on shrinkage of concrete prisms restrained by tension in comparison to unrestrained prisms of the same kind. The temperature in the laboratory for these experiments was kept constant at 22,5° C by means of electric heaters controlled by a thermometer. An oscillating electric fan equalized the temperature throughout the room. The general arrangement of the restrained prisms is shown in fig. 3. The centering was made by bolts with spherical head fitting in specially designed malleable iron bells. All length measurements were made by a 500 mm extensometer. In the diagrams, fig. 4, are given the results of the measurements expressed in millimeter per meter in relation to the time in days. Under the assumption that there exists a plastic length variation in concrete under tension, constant or increasing tensile stresses should to greater extent check the shrinkage than what would be the case, if the concrete was perfectly elastic. The observed restraint, however, was even less than the elastic elongation corresponding to the modulus of elasticity ordinarily used in concrete designing. Accordingly the plastic deformation must have been insignificant. This lack of similarity to the great number of previous tests made by different investigators which have proved the existence of plastic deformation in concrete seems delusive, yet may be explained by the existence of plastic deformation at stresses close to the ultimate and by plastic deformation due

to long time loading. Plastic deformation at stresses close to the ultimate was observed in these tests although not accurately measured.

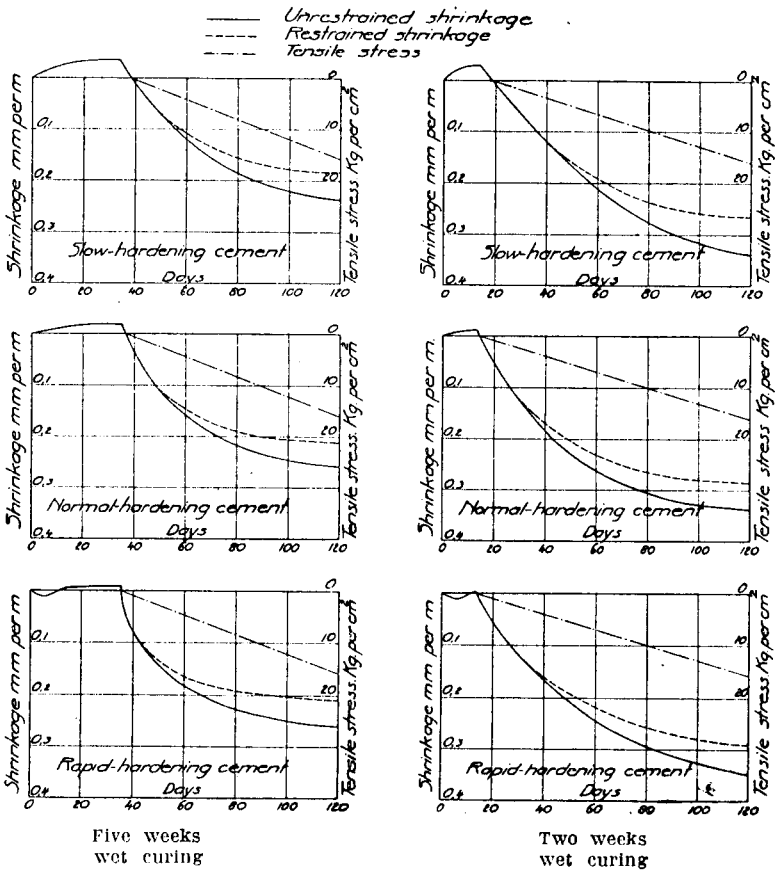


FIG. 4. *Restrained and unrestrained shrinkage in concrete prisms. Concrete: 350 kg cement per m³.*

The advantage of extended wet curing is apparent by the diagrams in fig. 4. About 25 % less shrinkage is observed for prisms cured wet during 5 weeks than for prisms cured wet during 2 weeks. Swelling is recorded during the period of wet curing for the slow-hardening and the normal cements. This factor acting opposite to the cooling is of some advantage for hydraulic structures. Take for instance a structure of such dimensions that practically all the gene-

rated heat is radiated after 2 weeks from the time of placing and that thereby the concrete temperature has sunk 5° C, then the swelling during the same time will lower this figure to 4° C and to 3° C after 5 weeks. In this connection it might be worth mentioning that a series of investigations with a small admixture of diatomaceous earth to the slow-hardening cement increased the swelling during the wet curing of the concrete. Probably this is one of the reasons that so many good results have been obtained by this admixture in concrete for hydraulic structures.

The tensile stresses in a concrete prism, fixed at both ends or reinforced, should in a short time due to shrinkage exceed the ultimate tensile strength, if the concrete was perfectly elastic. Cracks do, however, not appear at the time, when they may be expected under these assumptions. A number of investigators have found this phenomenon to be due to plastic length variation (1) in the concrete. Efforts have been made to derive mathematically the stress-time variation due to shrinkage. Such derivations have been based on the shrinkage-time variation and the stress-time variation obtained by laboratory experiments. It is then necessary to determine empirically the equations of curves, which are greatly influensed by such practical factors as the quality of the cement, the grading of the aggregates, the water cement ratio etc. Furthermore, temperature cracks may appear in the concrete, making the problem still more complicated. The mathematical determination of the stress-time variation due to shrinkage is not reliable and therefore of little practical value.

Experience shows that cracks in outside concrete structures seldom appear during the first year after placing the concrete, thus far later than the time, at which they should appear due to shrinkage only. It seems that shrinkage stresses in general will not cause cracks in the concrete unless combined with stresses caused by a fall in the surrounding temperature.

The determination of the tensile stresses arising in the concrete under such conditions might be made in two different ways, either by measuring the tensile forces or by exposing concrete prisms to different tensile stresses during long time. In previous experiments of this kind the latter method was used with hardly any exception; in general the studies, however, do not cover the range of high stresses. The experiments described above show that concrete, exposed

1) In all probability these deformations are not entirely plastic but are to a certain extent due to delayed elastic deformation. See *N. Royen:* Längtids- och fuktningsförsök med betongbalkar (The influence of long time loading and different moist conditions on concrete beams), Betong 1922, N: r 3.

to tensile stresses, is subject to deformation, which close to the modulus of rupture apparently is plastic, a fact that advantageously influences such high stresses caused by shrinkage and temperature. The statement sometimes given in the literature on the subject that the plastic deformations are proportional to the stresses, if the time of loading is constant, is probably not a safe assumption.

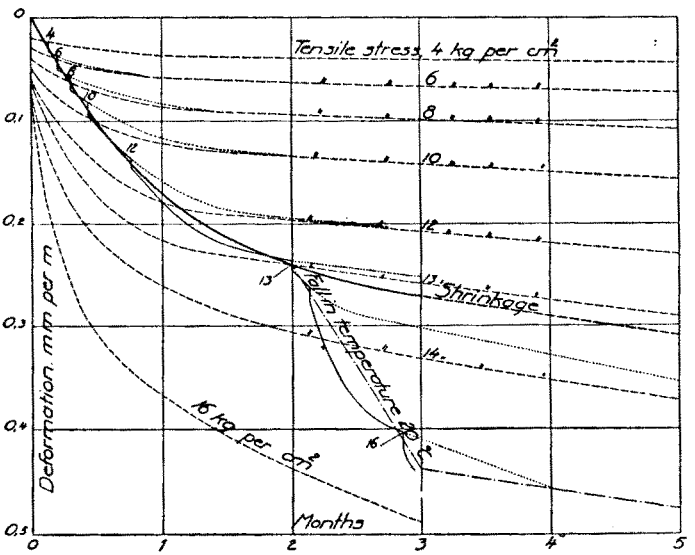


FIG. 5. Graphical deduction of shrinkage- and temperature stresses.

The objects of these experiments have been to find the stress-deformation variation close to the modulus of rupture for loadings under long time and besides to determine the force required to entirely invalidate the shrinkage. We have, however, not yet been able to finish our experiments on account of some changes in the testing arrangements, which have been found necessary in order to obtain sufficiently accurate measurements. From the results now obtained may, however, some general conclusions be drawn, verifying the points of view mentioned ; a typical example using one of the concrete prisms might be sufficient to explain the above mentioned stress-deformation variation.

A mathematical analysis as mentioned above involves too great difficulties. Graphically, however, a comprehensive illustration may be made of the stress-variation in question. In figure 5 are the stress-deformation curves plotted with 2 kg/cm² interval. In order to deter-

mine the stresses corresponding to the shrinkage at different time the curves are moved to their respective position in the existing state of time-stress-deformation. The shrinkage curve then is the envelope to the separate curves. In the example shown in the figure the maximum tensile stress due to shrinkage should rise to 13 kg/cm² and occur about 2 months from the last day of wet curing.

In the figure is also illustrated the influence of a variation in temperature. As an example is taken the stress-variation due to a straight line temperature fall of 20° C during one month. This fall in temperature combined with the shrinkage will cause tensile stresses of about 16 kg/cm², i. e. a value close to the modulus of rupture in tension, yet this example does not represent an exaggerated temperature condition, at least not for concrete structures in northern countries. In fact, almost sudden changes in temperature even greater than 20° C are recorded in some localities.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Einleitung wird hervorgehoben, dass das Schwinden des Betons teils als Folge des Abganges der Reaktionswärme und teils als Folge des Austrocknens auftritt und dass diese Prozesse sich auf verschiedene Weise auswirken je nach Form und Zweck der Konstruktion. Untersuchungen werden beschrieben, die den Zweck haben, den Zusammenhang zwischen dem Erhärtungsverlaufe und dem Schwinden eines für Wasserbauzwecke geeigneten Betons zu zeigen. Dabei werden die Eigenschaften eines kieselsäurereichen, langsam erhärtenden Portlandzementes mit den entsprechenden Eigenschaften eines normal und eines schnell erhärtenden Portlandzementes verglichen. Die erhaltenen Resultate deuten darauf hin, dass es für Wasserbauten vorteilhaft ist, einen langsam erhärtenden Zement zu verwenden.

Im Zusammenhang mit diesen Untersuchungen sind Versuche ausgeführt worden, dem Schwinden bei Austrocknen durch eine äussere Kraft entgegenzuwirken, um dabei zu ermitteln, ob plastische Formveränderung vorhanden sei, welche solchenfalles die durch Schwinden entstandene Zugspannung der eingebauten Konstruktionsteilen vermindern würde. Aus den bisher gemachten Untersuchungen, die jedoch als preliminär zu betrachten sind, geht hervor, dass, wenn plastische Formveränderung bei normalen Zugbeanspruchungen vorhanden ist, dieselbe sehr unbedeutend ist. Bei Beanspruchungen, die in der Nähe der Bruchgrenze liegen, treten jedoch deutliche derartige Formveränderungen auf.

Das Bestimmen der Schwindspannungen in fest eingespannten Konstruktionsteilen kann graphisch auf Basis von Schwind- und Dauerbelastungskurven geschehen. Als Beispiel einer solchen Bestimmung ist eines der in der beschriebenen Untersuchung verwendeten Betonprismen gewählt und im Zusammenhang damit ist der Einfluss einer Temperaturerniedrigung an einem Beispiel gezeigt.

RESUME

L'introduction relève que le retrait du béton peut être causé, soit par la dissipation de la chaleur de réaction, soit par desséchement, et que ces processus se développent différemment suivant la forme et la destination de l'ouvrage. Le rapport décrit des recherches, qui servent à montrer le rapport entre le processus de durcissement et le rétrécissement d'un béton propre aux travaux hydrauliques. A cette occasion les propriétés d'un ciment portland, riche en acide silicique et de durcissement lent, sont comparées à celles d'un ciment portland de durcissement normal ou de durcissement rapide. Les résultats montrent qu'il est avantageux d'employer dans les ouvrages hydrauliques un ciment de durcissement lent.

A ces recherches on a joint des essais pour étudier si le béton se déforme comme une masse plastique. Dans ce cas, la plasticité diminuerait, dans des pièces encastrées, l'effort de tension, causé par le retrait du béton. A cet égard on a appliqué une force externe pour essayer de neutraliser le retrait dû au desséchement. On peut déduire des recherches faites jusqu'à présent, lesquelles doivent pourtant être considérées comme préliminaires, que, si une déformation plastique a lieu pour des efforts normaux de tension, elle est d'ordre négligeable. Au contraire, on peut observer une déformation nette, quand il s'agit de grands efforts peu inférieurs à la charge de rupture.

On détermine graphiquement, à l'aide de courbes de rétrécissement et de chargement de longue durée, les efforts de rétrécissement dans des pièces encastrées. Comme exemple d'un tel essai on a choisi un des prismes de béton qui a été employé dans la recherche décrite, et en même temps on démontre par un exemple l'influence de l'abaissement de température.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM-1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 41

Temperature Straining in Thick Concrete Dams.

Prof. Fredrik VOGT

CONTENTS :

I. Introduction 294
II. Temperature changes 295
III. The average permanent shrinkage 299
IV. Straining of concrete by cooling 299
V. Extensibility of concrete 303
VI. Summary and Conclusion 304

INDEX :

Cracks in concrete dams 294
Dissolving of concrete 294
Temperature changes 295
— — annual 298
— — daily 298
Heat evolution in concrete 295
Temperature rise in concrete 296
Shrinkage of concrete in dams 299
Straining of concrete by cooling 299
Effect of contraction joints 300
Extensibility of concrete 303
Flow of concrete 304
Low heat cement 305

I. INTRODUCTION.

The Committee on Concrete Investigations of the Norwegian Engineering Society has studied the condition of the concrete in a large number of Norwegian dams, and particularly the damages caused by the dissolving effect of the water. In its conclusion the committee emphasises that the attacks from the water on the interior concrete mass are made possible by the surface cracks in the concrete, wich are caused by shrinkage and temperature changes [1]. The problems are not new and not local, they have been discussed for years in a number of countries. Several authors have reported on cracks in mass concrete also when contraction joints are introduced at fair distances [2], and not only the shrinkage due to drying of concrete and chemical changes, but also — and particularly — the temperature changes have been pointed out as causes for these cracks. The temperature changes in question are both daily and annual changes and those following the hardening of concrete. A number of problems in this connection are still unsolved, however, and the matter deserves continued studies.

In thick dams the concrete is found to be entirely wet in the interior mass, only the very skin being sometimes dried out when exposed to air. In many cases even the skin seems to be permanently wet. Under North and Central European conditions the depth to which the skin is dried is observed to be only a few cm. The surface drying, the chemical changes due to air exposure at the surface, and the surface shrinkage involved hereby, may in some cases be responsible for the starting of cracks in this thin skin. However, the typical cracks observed in thick dams are too deep to be explained by the drying of the skin, so that the main cause for the deep cracks must be found elsewhere, probably in the temperature changes, while an eventual drying out at the surface is a more secondary cause.

This general view is well known, but since the matter is of importance to the question of the permanence of concrete, and since the available investigations are rather incomplete with respect to the numerical part of the matter, some information should be given below. The mathematical analysis of the principal problems is not

---

1) Den Norske Ingeniörforenings Betongkomite « Meddelelse nr 1 », Oslo 1930, p. 251.

2) Vogt, F. « Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams », D. K. Norske Videnskabers Selskabs Skrifter, Trondheim 1930 nr 4. In this paper is compiled information principally on the large structural cracks of direct statical importance.

within the scope of this report, and reference must be given to other papers[3].

II. THE TEMPERATURE CHANGES.

The evolution of heat by setting and hardening of cement can be calculated from the temperature rise in insulated blocks, whereby the losses of heat have to be either corrected for or eliminated[4]. Another method is the solution method[5]. The first mentioned method is the simplest one, but it appears as if many authors using this method have found too small values for the heat evolution, because they have used too small samples for which the corrections are great and uncertain. The author has had opportunity to obtain measurements from rather large insulated blocks (over 500 kg), and found that the commercial portland cement used evolved 82 cal/gr cement in 3 days, 89 cal in 7 days up to 92 cal in 18 days. These numbers agree with those found by the solution method, see the paper referred to, namely for different portland cements with the usual high content of tricalcium-silicate (alit) on an average 80, 90 and 100 cal/gr cement after 3, 7 and 28 days. The same investigation proved that portland cement continues to evolve heat during hardening for a period of half a year, and probably longer. The maximum rise in temperature, however, is governed by the heat evolved during the first one to three weeks, since the heat evolution at higher ages is too slow and small to compensate the losses.

Large concrete dams are usually cast by pouring layers of concrete of a thickness from 1 to 2 m, and at intervals from 2 to 3 days up to a week, because the concreting alternates between the blocks into which the dam is divided. With the heat evolution from the cement known as a function of the time, the losses in heat from blocks cast in this manner can be computed exactly, hence also average rise in temperature.

By such computations is found that for blocks of large horizontal extensions the fraction lost of the total heat evolved, is principally dependent only on the average speed of concreting within

---

3) Vogt, F. « Analysis of Rise in Temperature during Hardening of Concrete », to be printed by D. K. Norske Videnskabers Selskab, Trondheim 1933. The investigations referred to in Article IV will not be published in detail until completion at a later date.

4) Davey, N. « Temperature Rise of Concrete ». Concrete Constr. Eng. 1931 p. 572.

5) Woods, Steinour and Starke. « The Heat Evolved by Cement during Hardening ». Eng. News Rec. 1932 II p. 404.

wide limits. For instance, by concreting 1,0 m layers at 2 days' intervals, 1,5 m layers at 3 days' intervals, or 2,0 m layers at 4 days' intervals, i. e. with an average speed of 0,5 m/day, and by use of the cement referred to above, the losses only vary from 17 to 18,5 %. The average rise in temperature will consequently vary only from 81,5 to 83 % of the rise in temperature in a completely insulated block. By use of the same intervals, but with other thicknesses of the layers, the percentage of losses is within certain limits inversely proportional to the thickness of the layers, i. e. to the speed of concreting. By concreting with 0,5 m layers at 2 days' intervals, or 1,0 m layers at 4 days' intervals, i. e. with an average of 0,25 m/day, the losses would be 34 to 37 %, and the average rise 63 to 66 %. By concreting at the same intervals, but with 1,0 m/day, the average rise would be 90,8 to 91,5 %. Only if the intervals are reduced to such a degree that a continuous concreting is approached, the losses are appreciably smaller than specified above, and the rise greater.

This rise in temperature has been measured in a number of dams during the last decenniums, and for thick dams poured in layers as described above, the average rise seems to be approximately 0,12°C per kg cement used in each m³ [6].

By making corrections for the losses as explained above for all the dams for which the speed of concreting is known, it is found that the total heat evolution corresponds to an average of 0,15°C/kg. Assuming a specific heat of concrete 0,25, and specific weights varying from 2,3 to 2,4, the average total heat evolution of the cement in these dams is found to be 0,15 . 0,25 . 2300 to 2400 = 86,3 to 90 cal/gr cement.

In other words, after proper corrections for losses the laboratory measurements are in as close an agreement with the measurements on the dams as can be expected for different brands of cement.

By use of a regular portland cement, the rise in temperature in completely insulated blocks can consequently be estimated at 0,15°C approximately for each kg cement used per m³, or 30°C by use of 200 kg/m³, 45°C by use of 300 kg/m³, etc. The actual average rise can be found by deduction of the losses, dependent mainly on the speed of concreting.

By transmission of heat from the surface of the concrete to the air, a jump in temperature is demanded from the very sur-

6) See « Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams » p. 21.

face of the concrete to the free air. By heat evolution from the cement, the surface is therefore not cooled quite down to the air temperature, also the surface temperature is slightly raised if the starting temperature is that of the air. The exact value of the rise at the surface may be uncertain, however, it depends on the wind and the exposure of the surface.

Without going into such details, it can only be said that after the forms have been removed, the surface rise is only a small fraction of the maximum rise in the interior.

Besides the maximum rise in temperature, particularly the difference between the average temperature rise for the section considered, and the rise at the very surface is of importance to the straining.

For blocks in thick dams concreted with an average speed of 0,5 m/day, the losses of heat in vertical direction was found to be almost 20 %, to which must be added small losses to the sides before the maximum temperature is reached. If the rise in temperature at the surfaces is subtracted from the average rise in the section, the maximum difference between rise at the surface and average rise in temperature may be estimated at 65 to 70 % of the rise in completely insulated blocks. With 200 to 300 kg cement per m³ the difference amounts to 20 to 30°C. Practically all this difference is developed within a depth of 1 m from the surface and within a week or a couple of weeks. As time goes, the cooling is penetrating deeper into the mass from all sides, whereby the difference is reduced, and at the same time dispersed over a greater depth.

Thin vertical slabs are mostly poured with so great a vertical speed that the principal losses in heat are those to the sides and not those in vertical direction. After the forms have been removed, the temperature rise at the center and the maximum difference between average and surface per centum of the rise in completely insulated blocks would be as follows, by use of the cement referred to above, and by a speedy concreting:

Thickness of slab.	Rise at center.	Difference average to surface.
0,5 m	50 %	13 %
1,0 m	28 %	28 %
1,5 m	69 %	41 %
2,0 m	80 %	48 %
2,5 m	87 %	55 %

By slow concreting of the slabs, the rise is, of course, smaller.

Only very few per cent of the rise in temperature are usually accomplished before the concrete has set, and since this early rise is rather uniformly distributed throughout the mass, the non-uniformities, represented by the differences given above, are almost entirely accomplished after the concrete has set. Because of the compatibility requirements the corresponding volumetric changes have therefore to be partly restrained by stresses, which produce both elastic and plastic deformations in the concrete.

As distinct from the temperature changes due to heat evolution, the periodical temperature changes in large bodies, i. e. the daily and annual changes, have been thoroughly analysed by different authors, and only a few words should be added here[7]. At the very surfaces the temperature follows the air, respectively water temperature, with small deviations depending on the exposure. The amplitude of the daily and annual period in the air temperature seldom exceeds ± 5 to 8, respectively ± 10 to 15°C from the mean, depending on the location. In the interior of a large mass, the daily changes are reduced to ½, ¼ and ⅛ of those at the surface at depths approximately 0,1 m, 0,2 m and 0,3 m from the latter, etc. The annual changes are reduced to ½, ¼ and ⅛ at depths approximately 2 m, 4 m, and 6 m. The annual amplitude of the average temperature of dams of thickness 5, 10, 15 and 20 m is respectively 76, 34, 22 and 17 ‰ of the amplitude in the air.

The daily temperature changes have to be added directly to the maximum changes due to heat evolution. Before the annual changes are developed, the temperature rise due to heat evolution is very much reduced by cooling from the surfaces, and the maximum values of these two components cannot therefore be added directly. How they have to be combined, depends on the season for concreting.

The coefficient of expansion may be estimated at 10.10^{-6} on an average for concrete, and, for instance, 20°C rise in temperature corresponds to a lengthening of 0,20 ‰.

---

7) A rather complete textbook is Gröber's « Die Grundsätze der Wärmeleitung und des Wärmeüberganges », Berlin 1921. See also Berwald and Hellström « Om Temperaturvariationer och Temperaturspänningar i Betonkonstruktioner », Stockholm 1921; the paper referred to in note 2), and Vogt, F. « Fundamental Views in the Analysis of Arch Dams », W. P. C., Berlin 1930.

III. THE AVERAGE PERMANENT SHRINKAGE.

The combined effect of the moisture changes, the chemical changes, and the temperature changes due to heat evolution, is a shrinkage, which is visible by the openings of contraction joints and eventual large transversal cracks in most dams. Setting aside the seasonal temperature changes, the permanent shrinkage in the interior seems to be[8]

0,00 ‰ in some dams of wet condition for which the concreting was too slow to produce great rise in temperature by hardening of concrete,

0,05 to 0,07 ‰ for a number of dams more rapidly concreted as now usual,

0,10 to 0,15 ‰ for dams extremely rapidly concreted, and located in arid and warm districts.

In very slender structures the shrinkage may be considerably larger if allowed to dry out.

How the different components mentioned above, participate in producing this resulting shrinkage, can hardly be detailed exactly at present, neither is that necessary for the purpose in question. This problem is complicated also by the plastic deformations produced during some phases of the development.

For the analysis of strain or stress in a structure it is of no consequence whether a certain volumetric change is caused by moisture changes, chemical changes, or temperature changes. For convenience the shrinkage mentioned above is therefore considered as produced by a cooling. For instance, a permanent shrinkage of 0,05 ‰ to 0,07 ‰ corresponds to a permanent cooling of 5 to 7°C.

To this permanent cooling must be added the average cooling during winter-time, which, for instance for a dam with a thickness of 15 m, exposed to air with annual amplitude ± 15°C, amounts to 0,22 . 15 = 3,3°C.

IV. STRAINING OF CONCRETE BY COOLING.

Strains, and the corresponding stresses, are forced upon the concrete to compensate for the volumetric changes due to tempe-

8) See « Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams » p. 82.

rature changes: First, because the length changes of each block in whole, corresponding to the average cooling (or shrinkage), is partly prevented by the rock foundation. Secondly, because the deviations from this average cooling due to non-uniformities in the temperature changes also produce differences in the length changes of different parts of the block, which are partly prevented by the mutual connection within each block. The division of a dam into blocks by means of contraction joints does not therefore eliminate all temperature straining, it only reduces it.

Analysis of all these strains by means of the mathematical theory of elasticity can hardly be accomplished in exact form because of the complicated boundary conditions and the elastic deformations in the foundation. By rather simple means they can be studied by model measurements, however. The author has tested different series of rubber models, examples are shown in figs. 1 and 2. The strain in the actual dam is the same regardless of how the difference in length between the unstrained dam and rock is obtained, and since it is easier to force a lengthening upon the model foundation by external forces than to force a shrinkage upon the model dam, the former method is chosen. The strain in the dam due to cooling can be found directly by comparison of photos taken after and before the lengthening forced on the foundation.

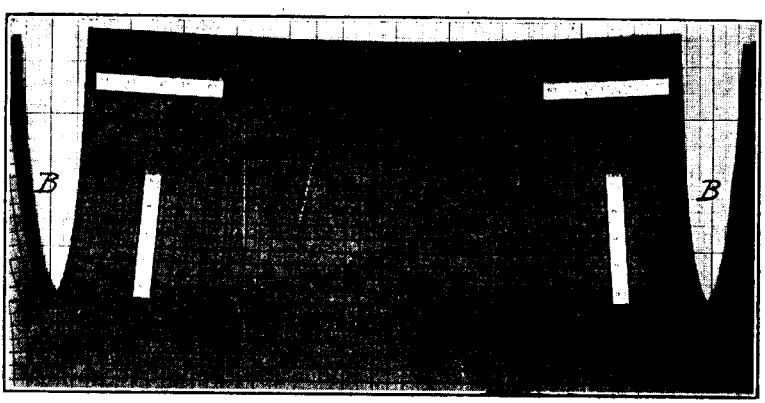


Fig. 1. — Straining in longitudinal direction due to uniform cooling between the contraction points. A denotes the foundation joint, B the contraction joints.

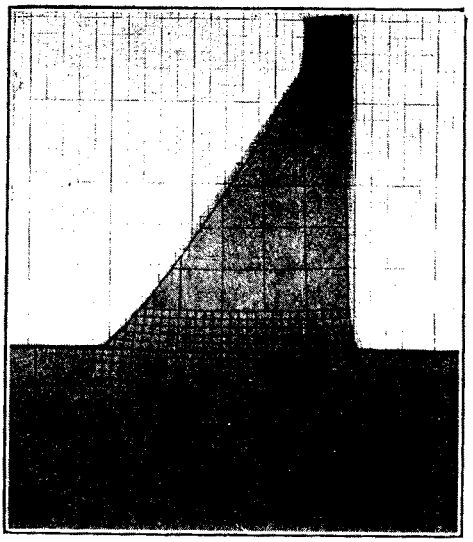


Fig. 2. Straining in transversal direction due to uniform cooling of a gravity dam.

Similar methods have been used also for investigation of the effect of non-uniformities in the shrinkage. Only minor errors are introduced by the exaggeration of the deformations, by the difference in Poisson's ratio for concrete and rubber, and by eventual deviations from the assumed equality of the moduli of elasticity for rock and concrete. The results of these investigations are:

Regarding the straining in longitudinal direction (parallel to the axis of the dam) the principal interest is attached to the section midway between the contraction joints, since the straining due to non-uniformities has its maximum here, and this factor is the major one.

At this section a uniform cooling demands a practically complete tensile straining back to the original length at the foundation joint, but the straining is rapidly decreasing upwards until it reaches zero at heights above the foundation joint equal to 0,4 to 0,5 times the distance between the joints. Above this elevation the straining is converted from tension to compression, but of so small a magnitude, that the straining at the crown can be considered as negligible for dams higher than 0,5 times the distance between the joints.

In transversal direction uniform cooling demands strains si-

milar to those described above in longitudinal direction, but somewhat smaller because of partial release due to deformation of the foundation. Above heights 0,4 to 0,5 times the base thickness above the foundation the straining is negligible.

Assume a certain uniformly distributed tensile strain parallel to a surface. If now by any means a sharp notch, joint, or crack is cut normal to the tension and to a certain depth from the surface, the tensile stresses at the very bottom of the notch, joint, or crack would be increased to infinitely large ones according to the mathematical theory of elasticity. However, this theory is based on an assumed proportionality between stress and strain, which is not valid for stresses above a certain limit. In reality the stresses at the bottom of the cracks, etc., are therefore not increased to infinitely large ones, but in a brittle material like concrete they may be increased very much above the original tensile stresses. Fig. 1 gives an illustration also of this matter. If therefore a surface by any means is intersected by cracks of limited depths, and afterwards a tensil strain is imposed, the cracks are likely to be largely extended even if this tension would have been too small to develop a new crack in an intact structure. Such cracks are not likely to stop till they reach a zone which is exposed only to a rather small tension even after cracking.

Even if the uniform or average cooling, (permanent shrinkage plus average winter-cooling), to be expected in dams, is not usually great enough to produce new cracks, it may therefore largely extend surface cracks originated particularly by non-uniformities, eventually until they pervade the entire section. If contraction joints are not originally extended down to the foundation, they are for the same reason often extended by natural cracks, as can be seen on a number of dams.

Usually the blocks, into which a dam is divided by the contraction joints, are cast alternately in such a manner that every second is much higher than the others temporarily during construction. In the upper part these first cast blocks may then change length practically unobstructed by the rock foundation and by the interjacent blocks, since the effects worth mentioning from the rock, etc., are extended only to heights 0,4 times the distance between joints. If the interior mass is heated above the surface temperature, the surface is forced to follow the average lengthening except near the joints. At great distances from the joints, the surface is therefore exposed to a tensile strain equal to the coefficient of

expansion multiplied by the difference between the average rise in temperature and the surface rise. For instance, by use of 200 to 300 kg cement per m^3 in a thick dam, this straining may be approximately 200 to 300 . 0.15 . 10 . 10^{-6} . 0.65 to 0.70 = 0.20 to 0,30 ‰ approximately.

Near the joints this surface strain is released. If the interior mass is heated uniformly, and the surface to a certain depth is cooled uniformly, the release is reduced from a complete one at the joint to no release at a distance from the joint about 3 times this depth. Since the temperature difference during the first phase of heat evolution is dispersed principally at depths less then 1 m, no release is obtained midway between joints spaced more than 6 m. The temperature differences due to daily changes are still more shallow, and practically no release is obtained from the corresponding surface straining by spacing wider than 1 m.

Only for the surface straining corresponding to the annual temperature changes a partial release can be obtained by practicable spacing of the joints since these changes are dispersed at much greater depth from the surface. The investigation thereoff is not completed yet, a tentative result is that spacings 10 to 15 m give a 1/3 to 1/4 release of this part of the straining.

In vertical direction a similar release is obtained near the crown, but in very high dams the vertical surface straining due to non-uniformities is practically unreleased. To some extent, however, it may be compensated for by the compression due to the dead load.

V. EXTENSIBILITY OF CONCRETE.

Primarily, the strains and not the stresses are found by analysis of the temperature changes. A determination of the stresses is only possible by a computation based on the exact form of the stress-strain diagram, which is usually uncertain if the stresses approach the strength limit. Large deviations from an assumed straight stress-strain diagram will change the stresses very much, but only slightly change the strain for the problems in question. Therefore, it seems more convenient to compare the tensile strains imposed by the temperature changes with the extensibility of concrete, than to undertake the rather uncertain computation of stresses for comparison with the strength.

Usually, the extensibility of concrete before the first fine fissures

are developed, is reported to be 0,10 to 0,12 ‰ [9]. These values are found for loadings of short duration, however, and if the load is sustained for long time, the extensibility is increased by the flowing of concrete. The deformation of wet concrete may increase with 70 to 100 % by flowing during some months, and if the strain is slowly developed, an extensibility of 0,10 to 0,12 . 1,7 to 2,0 = 0,20 ‰ may therefore perhaps be expected. Any exact number can hardly be given. Drying concrete flows considerably more than wet concrete, but only at the very skin the dry condition has to be considered for dams. The greater flow of drying concrete may at least partly compensate for the effect of the surface shrinking due to drying. The increase in flow seems to be attached to the very period of drying, and does not seem to be pronounced if the concrete is loaded after it has already reached a permanently dry condition [10].

A slowly developed tensile straining is consequently critical for the development of cracks if it is equal to or greater than 0,20 ‰ and even before this value is reached if the straining is rapidly developed, as is the case with daily changes. A strain of 0,20 ‰ corresponds to a correction of the length changes after 20°C cooling.

VI. SUMMARY AND CONCLUSION.

Usual wet concrete may be strained slowly up to 0,2 ‰ approximately, corresponding to correction of length changes after 20°C cooling, but cracks are probably developed if the straining exceeds this magnitude. The accurate limit is uncertain.

The cooling equivalent to the average shrinkage plus the average cooling in winter-time is much less than this limit for thick dams under usual conditions, and acting alone, this uniform cooling would hardly be able to produce cracks. Furthermore, the straining due to the connection between the cooled dam and the rock foundation only concerns the lower part of the dam up to heights about 0,5 times the distance between contraction joints in longitudinal direction, and 0,5 times the thickness in transversal direction.

By spacing of the joints 10 to 15 m, the straining at the surface

---

9) Hatt, W. K. « Researches in Concrete », Purdue University Bulletin No. 24, 1925.

10) A bibliography on this matter is given by Whitney in Journal Am. Conr. Inst. 1932 p. 517. The last mentioned result is according to unpublished tests by Ritland.

due to non-uniformities in the annual temperature changes is partly but far from completely released by the joints. Such joints do not release appreciably the straining due to daily temperature changes or such originated by the heat evolution, except very close to the joints.

In dam construction, comparatively rich concretes are mostly used now for reason of tightness. By rapid concreting with modern methods, the heat evolution from usual portland cement in a thick dam is followed by a non-uniformity in temperature, which reaches or exceeds the critical magnitude. This non-uniformity may be the major one, but to it must be added directly the one due to daily changes, and eventually also a surface shrinkage due to drying. These non-uniformities are sufficient to explain the starting of cracks observed also in dams with contraction joints. After cracks have been thus started, the permanent shrinkage plus winter cooling may extend them.

Many requirements must be fulfilled if a durable concrete shall be obtained, and a discussion thereof is not within the scope of this paper. It only ought to be mentioned that the great and undesirable part that the great heat evolution plays in the straining of concrete has led to the development of low heat cements. Such low heat cements have been used in Germany for years, for instance in the Bleiloch dam. In Norway a low heat cement has recently been used for Grönvollfoss power plant, which, according to measurements obtained by the author, evolves almost exactly only 50 % of the heat evolved by portland cement. In U. S. A. low heat cement has been specified for Pine Canyon and Hoover dams with this particular point in view [11].

The stresses and strains due to temperature changes are more difficult to compute than those due to external loads, but they are just as real as the latter, and in most dams they are greater, and should not be neglected.

---

11) See Eng. News Rec. 1932 II p. 410 and p. 461.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird auf die allgemein gemachten Erfahrungen bezüglich Rissbildungen in Betonsperren, auch an Sperren mit Dehnungsfugen, hingewiesen, ferner darauf, dass diese Risse dem Wasser auch im Innern der Betonmasse Angriffspunkte bieten, wobei die schädlichen Einwirkungen des Wassers stark beschleunigt werden.

Die Rissbildungen haben mehrere Gründe. Für dicke Sperren scheint das Beobachtungsmaterial darauf zu deuten, dass sowohl das gleichmässige, bleibende Schwinden als auch das Austrocknen an der Oberfläche verhältnismässig nebensächliche Ursachen sind, während die Ungleichmässigkeit der Temperaturverteilung die wichtigste Ursache ist. Diese Ungleichmässigkeiten sind teils durch die auch früher sorgfältig studierten, periodischen (täglichen und jährlichen) Schwankungen, teils durch die Abbindewärme des Cements bedingt.

Unter Hinweis auf ausführliche, analytische Behandlung an anderer Stelle, werden Messungen der Abbindewärme und der Temperaturzunahme in Sperren und die Berechnung des Wärmeverlusts beim schichtweisen Giessen angegeben. Es wird gezeigt, dass diese Messungen unter Berücksichtigung des berechneten Wärmeverlusts übereinstimmen. Von besonderer Bedeutung sind Temperaturänderungen nach dem Abbinden des Betons, da Formänderungen dann nicht mehr ohne Spannungen möglich sind. Nach dem Abbinden steigt die Temperatur im Innern stark an, während die Oberfläche ungefähr wie die umgebende Luft kühl bleibt.

Es werden die Ergebnisse von Modellversuchen zur Bestimmung der durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Formänderungen, insbesondere der Einfluss der Dehnungsfuge, erläutert. Hierbei wird gezeigt, dass die von der Verbindung mit dem Felsenfundament herrührenden Temperaturspannungen in einer Höhe über der Sohlenfuge vernachlässigbar sind, die der 0,4 bis 0,5-fachen Entfernung zwischen den Dehnungsfugen entspricht. Weiter oben sind es in erster Linie die Ungleichmässigkeiten der Temperaturverteilung, die Spannungen hervorrufen.

Diejenigen Spannungen, die durch Ungleichmässigkeiten infolge der jährlichen Temperaturschwankungen hervorgerufen werden, werden zu einem kleineren Teil durch Dehnungsfugen in 10 bis 15 m Entfernung herabgemindert, während die von den täg-

lichen Temperaturschwankungen und von der Abbindewärme des Betons herrührenden Spannungen durch solche Fugen nicht herabgesetzt werden. Die durch die letztere Ursache entstehenden Spannungen sind so bedeutend, dass sie allein die obengenanten Rissbildungen erklären.

Abschliessend wird darauf hingeweisen, dass in mehreren Ländern Cementsorten mit wesentlich kleinerer Wärmeentwicklung angewandt worden sind zum Zweck der Reduktion derjenigen Temperaturspannungen, die durch die Abbindewärme entstehen.

RESUME

Se basant sur les expériences exécutées en général au sujet de la formation de fissures dans les barrages en béton même dans les barrages munis de joints de dilatation, le rapport signale que ces fissures constituent des points faibles qui facilitent l'attaque de l'eau dans l'intérieur de la masse du béton, ce qui hâte beaucoup les dégâts causés par l'eau.

Les fissures ont plusieurs causes. Dans les barrages épais, les observations faites ont permis de conclure que le retrait permanent et uniforme, ainsi que le séchage qui se produit sur la surface extérieure, sont des causes relativement accessoires; la cause la plus importante est l'irrégularité de la distribution des températures. Ces irrégularités sont dues en partie aux variations périodiques (journalières et annuelles), qui ont déjà fait l'objet d'études soigneuses, et en partie à la chaleur de prise du béton.

En tenant compte des observations détaillées qui ont été faites ailleurs, le rapport indique les mesures de chaleur de prise et de l'élévation des températures dans les barrages, ainsi que le calcul des pertes de chaleur. Il montre que ces mesures donnent des résultats concordants si l'on tient compte des pertes de chaleur calculées. Il faut attacher une importance particulière aux variations de température qui se produisent après la prise du béton, car à ce moment des déformations ne peuvent plus se faire sans entrainer des tensions s'exerçant sur le béton. Après la prise la température s'élève fortement à l'intérieur du béton, tandis que la surface extérieure reste à peu près à la température de l'air ambiant.

L'auteur expose les résultats des essais sur des modèles qui ont été faits pour déterminer les déformations résultant des variations de température, et en particulier, l'influence des joints de dilatation; il montre, dans cet ordre d'idées, que les tensions provoquées par les liaisons avec le sous-sol rocheux sont négligeables à une certaine hauteur au-dessus du joint de liaison; cette hauteur est d'environ les 4/10 ou les 5/10 de la distance entre les joints de dilatation. Enfin, il fait ressortir que ce sont surtout les irrégularités de répartition de température qui provoquent les tensions.

Les tensions qui sont dues aux irrégularités de répartition provenant des variations annuelles de température peuvent être diminuées en partie par des joints de dilatation espacés de 10 à

15 m; par contre, les tensions provoquées par les variations journalières de température et par la chaleur de prise du béton ne sont pas diminuées par ces joints. Les tensions provenant de la dernière de ces causes sont si importantes qu'elles suffisent à elles seules pour expliquer la formation des fissures dont il a été question plus haut.

En terminant, l'auteur signale que, dans beaucoup de pays, on emploie des qualités de ciment qui ne dégagent que très peu de chaleur, ceci, dans le but de diminuer ces tensions de température provoquées par la chaleur de prise.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 42

Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren.

Dr. Jng. Karl v. TERZAGHI,
o. ö. Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

Die Messung der Verschiebungen, die eine Staumauer bei wechselnder Beanspruchung durch Wasserdruck und Temperaturspannungen erfährt, erfolgt in der Regel durch Präzisionsnivellements und durch Triangulation von Fixpunkten, die am Mauerkörper angebracht werden. Die Messungen sind zeitraubend und müssen von einem geübten Geodäten durchgeführt werden. Um das Verfahren bei gleichzeitiger Erhöhung der Genauigkeit zu vereinfachen und die Vornahme einer grossen Zahl von Messungsserien zu ermöglichen, wird vorgeschlagen, auf der Krone der Staumauer eine Rohrleitung zu montieren, die mit gläsernen Standrohren I — V, nach Fig. 1 — 3, versehen ist. Jedes Standrohr wird nach Fig. 4 an einem U Eisen befestigt, dessen oberes, mit einer angenieteten Stahlplatte versehenes Ende als Fixpunkt dient. Die lotrechte Entfernung zwischen der ebenen Oberfläche der Stahlplatte und dem freien Flüssigkeitsspiegel im Standrohr kann mit Hilfe einer Mikrometerschraube M, Fig. 4 (a) und (b), mit einer Genauigkeit von mindestens 1/10 mm gemessen werden. Die an den beiden Enden der Rohrleitung befindlichen Fixpunkte I und V sind auf

Sockeln montiert, welche jenseits des Deformationsgebietes auf dem Gestein der Talhänge aufruhen. Das Ergebnis der Einmessung der Flüssigkeitsspiegel in den Standrohren bildet die Grundlage für die Bestimmung der ersten Bewegungskomponente der Mauer,

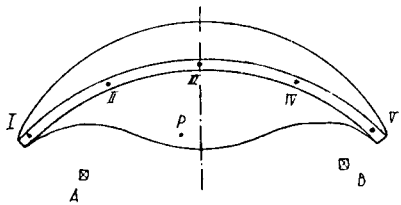


Fig. 1

nämlich der Senkung der Mauerkrone. Falls die Höhenlage der Mauerkrone unverändert bleibt, bleiben auch die Differenzen zwischen den Ergebnissen aufeinanderfolgender Messungen der Standrohrspiegel konstant. Lotrechte Verschiebungen der Mauerkrone können daher ohne weiteres auch dann aus den Messungsdifferenzen ermittelt werden, falls sich die Höhe der Flüssigkeitssäule

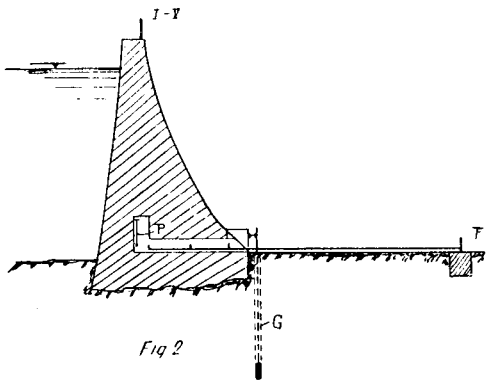


Fig 2

in den Standrohren während der zwischen den Messungen verstrichenen Zeit geändert hat. Fig. 3 gibt ein schematisches Bild des Messungsvorganges. Nehmen wir an, das Rohrsystem wurde im Jänner gefüllt. Der Abstich vom Festpunkt zum Standrohrspiegel war im Standrohr I gleich h_0 und im Standrohr II gleich h_0'. Im Juli ergibt sich im Standrohr I, infolge einer Undichtigkeit des Rohres ein grösserer Abstich h_1. Falls die Höhenlage des Fixpunktes II unverändert geblieben wäre, so müsste

$$h_1' - h_0 = h_1 - h_0' = \Delta$$

Falls diese Gleichung nicht erfüllt ist, so erhält man die Senkung s des Punktes II nach Fig. 5 aus der Differenz

$$s = h_0' + (h_1 - h_0) - h_1' = h_0' - h_1' + \Delta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Die zweite Komponente der Mauerbewegung (Kippung der Mauer) bestimmen wir mit Hilfe schwerer Pendel (P, Fig. 2) mit einer Länge von etwa vier Metern, die an ihrem oberen Ende auf Schneiden aufgehängt sind. Gegen das untere Ende eines jeden Pendels stützt sich die Spitze einer Zeiss'schen Messuhr mit direkter Lesung von 1/100 mm. Falls die Mauer eine kippende Bewegung ausführt, macht auch die Verbindungslinie zwischen dem Auf-

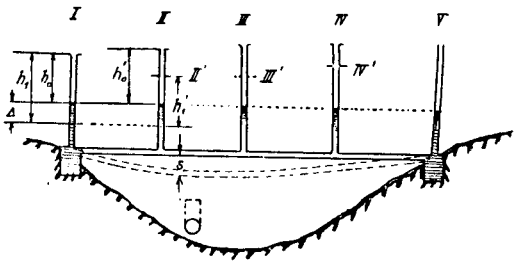


Fig. 3.

lager des Pendels und dem Auflager der Zeissuhr die Bewegung mit, während das Pendel seine lotrechte Lage beibehält. Bezeichnet h die Höhendifferenz zwischen dem Schneidenlager und der Spitze der Messuhr und d die Differenz zwischen den Lesungen der Messuhr zu zwei verschiedenen Zeiten, so ist die Lotabweichung τ der Mauer im Bogenmass durch den Wert des Quotienten

$$\tau = \frac{d}{h}$$

gegeben. Die Pendel befinden sich in Kammern, die im untersten Teil des Dammkörpers ausgespart werden. Zur Kontrolle könnte man auch ein Pendel in der Nachbarschaft der Mauerkrone anbringen. Der Ausschlag dieses Pendels würde die algebraische Summe aus der wirklichen und der scheinbaren, durch Temperaturdehnung der luftseitigen Mauerböschung hervorgerufenen Kipp-Bewegung angeben.

Aus den Ergebnissen der Messungen an den Standrohren und an den Pendeln kann man die Verschiebungskomponenten des Mauerkörpers berechnen. Die Rechnung stützt sich auf die Annahme, dass die Staumauer im Querschnitt eine starre Scheibe

darstellt. Die ebene Bewegung einer solchen Scheibe lässt sich in eine Drehbewegung um einen beliebig gewählten Pol und in eine fortschreitende Bewegung zerlegen. Bei der letzteren legen sämtliche

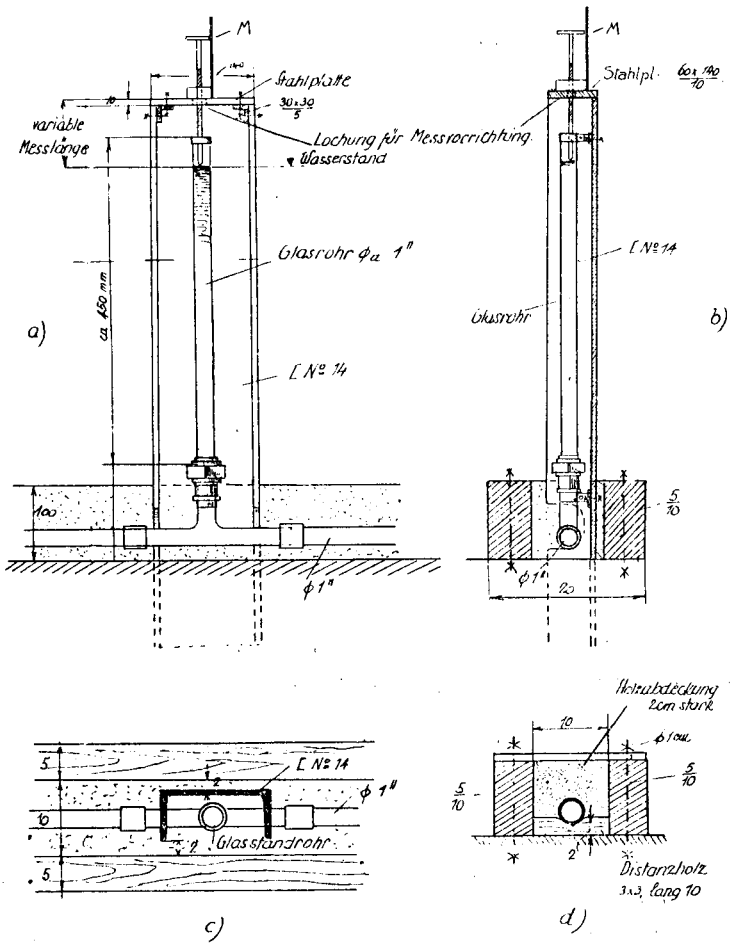


Fig 4

Punkte der Scheibe parallele und gleich lange Wegstrecken zurück. Als Beispiel diene die quadratische Scheibe Fig. 5. Um sie aus der Ausgangsstellung a b c d in die Endstellung a' b' c' d' zu bringen, halten wir zunächst einen beliebigen Punkt der Scheibe, z. B. Punkt «a» fest und drehen die Scheiben um diesen Punkt,

bis die Seite a b_1 parallel wird zur Seite a' b'. Um aus der neuen Lage a b_1 c_1 d_1 in die Lage a' b' c' d' zu kommen, muss man jeden der vier Eckpunkte in gleicher Richtung und um gleiche Beträge a a' = b_1 b' = c_1 c' = d_1 d' verschieben. Diese Verschiebung könnte auch zunächst nur in vertikaler und dann in horizontaler Richtung oder umgekehrt vorgenommen werden, wie dies in der Figur gezeigt ist.

Nach dem Schema Fig. 5 lassen sich aus der an den Standrohren gemessenen lotrechten Bewegungskomponente und dem durch

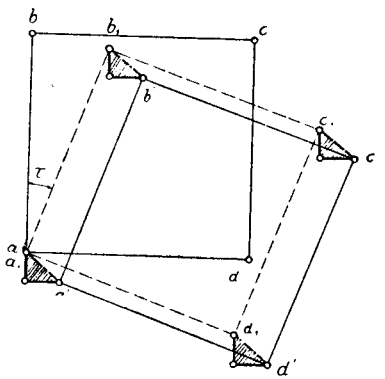


Fig. 5

die Pendelablesung gelieferten Verdrehungswinkel die Verschiebungen sämtlicher Punkte des Mauerquerschnittes berechnen, sofern man die Formänderungen, welche der Mauerkörper zwischen den beiden Messstellen erfährt, vernachlässigt.

Beim Entwerfen von Bogensperren macht sich der Mangel an Erfahrung betreffend die Formänderungen bemerkbar, die der Gebirgskörper unter dem Einfluss von Druckbeanspruchungen erfährt. Um diese Lücke in unseren Kenntnissen zu schliessen, könnte man in der Inspektionsgalerie, welche vom talseitigen Mauerfuss zum Pendelschacht führt, eine Rohrleitung mit Standröhren nach Fig. 2 anordnen. Ausserhalb des Dammkörpers wäre diese Rohrleitung bis nach einem ausserhalb des Deformationsbereiches gelegenen Sockel F, Fig. 2, zu führen. Durch Einmessung der Standrohrspiegel in verschiedenen Baustadien und nach erfolgter Baubeendigung, bei verschiedener Lage des Stauspiegels, könnte man sowohl die elasti-

sche als auch die dauernde Senkung und Verbiegung der Unterlage des Bauwerkes feststellen.

Falls der Verdacht vorliegt, dass der Mauerkörper unter dem Einfluss des Wasserdruckes auf seiner Unterlage gleitet, kann man in den Untergrund der Talsperre einen Grundpegel G, Fig. 2, einbauen und mit Hilfe einer Messuhr feststellen, ob sich die Mauer mit Bezug auf das obere Ende dieses Pegels bewegt.

ZUSAMMENFASSUNG

Das gebräuchliche Verfahren der Messung der Formänderung von Talsperren erfordert einen geübten Geodäten und ist ausserdem relativ ungenau. Es wird vorgeschlagen, die Talsperre schon beim Bau mit Messvorrichtungen auszustatten, deren Ablesung in kurzen Zeitabständen von minder geübten Hilfskräften vorgenommen werden kann. Die Messung der lotrechten Verschiebungen der Mauerkrone erfolgt von Fixpunkten aus mit Hilfe einer Mikrometerschraube. Als Bezugshorizont dient der Flüssigkeitsspiegel in gläsernen Standrohren, die durch eine Rohrleitung miteinander verbunden sind. (Prinzip der Schlauchwaage). Durch Einbau einer ähnlichen Vorrichtung in einer kurzen, im untersten Abschnitt des Dammes angeordneten Inspektionsgalerie könnte man auch die während des Baues und nach Beendigung desselben stattfindende Senkung und Formänderung der Unterlage des Baugrundes mit einem grössten Fehler von 1/10 mm bestimmen. Zur Messung der Kippbewegungen des Mauerwerkskörpers dient eine Pendelvorrichtung mit Messuhr. Falls die Vermutung vorliegt, dass im Untergrund des Dammkörpers eine Gleitbewegung stattfindet, so kann auch diese mit Hilfe einer Messuhr und eines Grundpegels festgestellt werden.

SUMMARY

The current methods for measuring the deformations and the displacements of large masonry dams require the services of a skilled surveyor and the results of the measurements are rather inaccurate. The author proposes to provide new dams with measuring devices of such a type that the readings can be made at short intervals by any intelligent person. The vertical displacement of the crest of the dam can be determined by measuring, by means of a micrometer screw, the elevation of benchmarks with reference to the water level in a series of stand-pipes, connected with a horizontal pipe-line. (Principle of the rubber-tube-level). A similar apparatus, installed in a short tunnel in the lower part of the dam could be used for measuring the settlement and the deformation of the baseplane of the dam due to the compression of the underlying rock. The maximum error in such measurements would be 1/10 mm. The observation of the angular displacement of the body of the dam is made with a maximum error of one second, by means of pendula combined with Ames dials. In case one suspects horizontal movements along a sliding plane within the underground of the dam, an underground benchmark combined with an Ames dial may serve to detect the movement.

RESUME

Les méthodes courantes employées pour mesurer les déformations du corps d'un barrage en béton exigent les services d'un ingénieur expérimenté et néanmoins les résultats des mesures ne sont pas trop précis. Nous proposons de munir les barrages nouveaux d'instruments simples qui permettent d'effectuer les observations en peu de temps, avec une grande précision et sans être obligé de faire appel aux services d'un ingénieur compétent. Pour mesurer les déplacements verticaux de la crête du barrage on se sert d'un tuyau établi le long de la crête. De distance en distance ce tuyau est muni de tubes d'ascension, dont les arêtes supérieures servent de repères. La mesure de la cote d'altitude de ces repères se fait par rapport au niveau de l'eau qui remplit les tubes communicants. Pour mesurer les déformations de la base du barrage on pourrait installer un appareil semblable dans une galerie d'inspection située immédiatement au-dessus des assises du barrage. Si l'on détermine la position des repères par rapport au niveau de l'eau à l'aide d'un micromètre, l'erreur maximum d'observation est de 1/10 mm tout au plus. L'observation des déplacements angulaires du corps du barrage se fait à l'aide de pendules d'une longueur d'environ quatre mètres. En mesurant le déplacement de l'extrémité inférieure des pendules par rapport au corps du barrage à l'aide d'un extensomètre sensible, on peut enregistrer des déplacements angulaires inférieurs à une seconde. Finalement, dans les cas où l'on soupçonne un mouvement horizontal de glissement du corps du barrage, on peut vérifier les soupçons à l'aide de repères souterrains combinés avec des extensomètres fixés au corps du barrage.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES
STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 43

Internal Temperature and Deformation of Masonry Dams

By Ivan E. HOUK and B. W. STEELE, Senior Engineers
U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

Investigations of internal temperature changes and accompanying deformations of masonry dams are necessary for two reasons, first, to secure definite data needed in the design of such structures; and, second, to obtain information for use in working out a program for grouting the contraction joints, or filling the open slots, at the time the dam is built.

Variations in internal temperature and resulting volumetric changes become increasingly important as the size of the dam increases. This is especially true in the case of arch dams or curved gravity dams where large proportions of the water load are carried by arch action. In such structures temperature changes, unless adequately considered in the design and construction of the dam, may cause undesirable changes in load distribution accompanied by the development of undesirable tension and the formation of cracks in both horizontal and vertical directions. In fact, in some instances the drop in concrete temperature accompanying the dissipation of setting heat, or occurring during abnormally cold and protracted

winter weather, unless properly allowed for in the design, may entirely destroy the efficiency of the arch action, so that the entire water load must be carried by the cantilever elements.

Temperature changes and accompanying deformations in the interior of the masonry are also important in the larger straight or slightly curved dams, where the principal parts of the water load are carried by gravity action. This is because the thicknesses of the concrete in the lower parts of such dams may be great enough that the temperature drop and accompanying contraction during the dissipation of the setting heat will cause the formation of cracks in planes parallel to the faces. Temperature variations are not so important in the smaller gravity dams, provided the plans specify proper keyways at the vertical construction joints, efficient seals at the upstream edges of the joints, and adequate drains within the masonry as well as at the base of the dam.

Internal Temperature Changes.

Changes in the interior temperature of a masonry dam result from two causes, first, the generation and dissipation of setting heat during the construction period and during the early life of the structure; and, second, the conduction to and from the exterior surfaces of heat accompanying the seasonal changes in air and water temperatures at the faces of the dam after the effects of setting heat have become negligible. The first cause is the more important of the two in the case of unusually large and thick dams. The second cause is the more important in the case of relatively small or thin dams.

Detailed studies of all available American data on concrete temperature variations in field structures, resulting from both setting heat and seasonal temperature changes, were published in Western Construction News about two years ago. * The Tables from these two articles are reproduced herein as Table I. II. III and IV. Since that time temperature measurements have been made in a number of additional American concrete structures, but so far as the writers know the results have not been published. It should be noted that the maximum temperature of 120°F., and the maximum temperature rise of 50°F., given for Owyhee Dam in Tables

* « Temperature Variations in Concrete Dams, » by Ivan E. Houk, West. Constr. News, Dec. 10, 1930, pages 601 to 608.

« Setting Heat and Concrete Temperatures, » by Ivan E. Houk, West, Constr. News, Aug. 10, 1931, pages 411 to 415.

I and II (Tables III and IV of this report) of the article on « Setting Heat and Concrete Temperature », should be raised to 125.3°F. and 65.9°F. respectively. Only the lower group of thermometers had been placed in Owyhee Dam at the time the tabulations were prepared. Later installations showed somewhat higher maximum temperatures and maximum temperature rises during the periods of maximum setting heat effects.

Maximum Setting Temperatures.

Since the generation of setting heat and the accompanying rise in concrete temperature are directly due to the chemical changes taking place during the dardening process, both are intesified by increasing the yield, or cement content, of the concrete, other things being equal. Recent laboratory studies show that the total quantity of heat generated per unit volume of concrete, and the accompanying maximum rise in the temperature of insulated concrete specimens, vary almost directly with the quantity of cement used per unit volume. However, this does not necessarily mean that a straight line relation between yield and maximum rise in concrete temperature during the setting period will apply in the case of field structures, since the differences in concrete thickness and outside temperatures in different structures will cause different rates of heat dissipation.

Table II of the previously cited article on « Setting Heat and Concrete Temperature, » (Table III of this report) with the Owyhee data corrected as mentioned above, shows that the maximum in the interior of a concrete dam may be as high as 136°F. during the curing period; also that the maximum temperature rise caused by generation of setting heat, in the case of concrete mixes containing one barrel of cement per cubic yard, may be as high as 65.9°F. It is understood that concrete temperature measurements made by the Electric Bond and Share Company during the construction of their Ariel Dam on Lewis River near Portland, Oregon, showed maximum concrete temperatures as high as 143°F., during the setting period, and maximum temperature rises as high as 70°F. It is also understood that in this instance the concrete contained about one barrel of cement per cubic yard and that the dam was built so rapidly that resistance thermometers near the center of the dam were practically in an insulated condition until the chemical action was substantially complete.

Laboratory Investigations.

Laboratory investigations show that completely insulated concrete specimens, mixed in the proportions usually adopted in large dam construction, say about one barrel of cement per cubic yard of concrete, show maximum temperature rises during the curing period varying greatly with different commercial brands of Portland cement used, but not exceeding about 70°F. Detailed cement studies are now being made by the Bureau of Reclamation in connection with the design of Hoover Dam. These investigations show that the quantity of setting heat generated per unit volume and the accompanying maximum temperature rise can be materially reduced by the use of specially manufactured cements having low characteristics.

Laboratory studies of the thermal properties of concrete show that the diffusivity constant for concrete specimens of similar mix, using aggregates from different parts of the country, may vary from about 0.020 to to about 0.050; and this wide variation is due, primarily, to differences in the thermal properties of the minerals making up the coarse and fine aggregates rather than to differences in the thermal properties of the hardened cement paste.

The diffusivity constant is a term used in calculating the flow of heat through mass substances. It is defined as the thermal conductivity divided by the product of density and specific heat. The laboratory measurements show that the wide range in diffusivity values is caused almost entirely by variations in conductivity, the values of density and specific heat being comparatively uniform for the different concretes studied. Incidently, very satisfactory agreements between diffusivity constants obtained in the laboratory and those determined from actual temperature measurements in the field have been secured for the Gibson, Owyhee, Bull Run, and Ariel dams.

Difficulties in Analyzing Temperature Data.

One trouble experienced in analyzing available concrete temperature measurements at the time the above-mentioned articles were prepared was the lack of sufficient information. In some instances dimensions of the structures, locations of thermometers, concrete mixes, and other incidental, but pertinent, data were not given in satisfactory detail. In some cases temperature readings had not been made close enough together to establish the rising temperature

curves caused by the generation of setting heat. In other cases the measurements were discontinued before the setting heat had been entirely dissipated and before any adequate data were obtained regarding the effects of seasonal temperature changes at the faces of the structures.

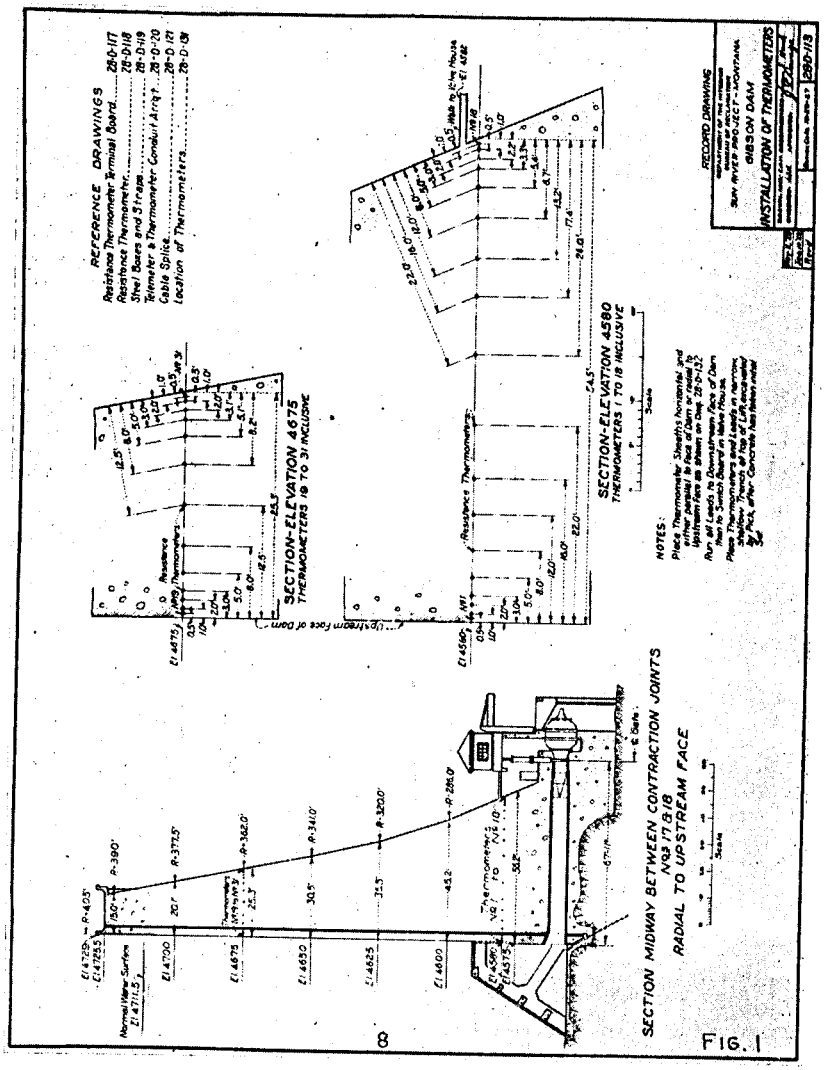
In many instances the numbers of thermometers installed were wholly inadequate to supply satisfactory data. In other cases, the thermometers, though adequate in number, were scattered through the structure in such a way as to give numerous isolated temperature curves which could not be correlated. Of course different engineers, working independently, will have different ideas regarding the sufficiency concrete temperature measurements and will therefore develop different plans for the installation of temperature-measuring equipment. However, this simply emphasizes the desirability of getting together and adopting standard plans for conducting such investigations. These comments apply to measurements of the deformations accompanying concrete temperature changes as well as to measurements of the actual temperature changes.

Installation of Thermometers.

If the money available for concrete temperature investigations is so limited as to permit the installation of only a few instruments it is believed advisable to place them relatively close together in the section where the data are most needed; so that the concrete temperatures can be measured in sufficient detail in at least one definite location.

Figure 1 shows the installation plans adopted by the Bureau of Reclamation for concrete temperature investigations at Gibson Dam. This is an arch structure, 195 feet high, 87 feet thick at the base of the maximum section, and approximately 960 feet long. It is located on the Sun River Project, western Montana. Eighteen thermometers were located at elevation 4580, where the thickness of the concrete is 54.5 feet; and thirteen at elevation 4675, where the thickness is 25.3 feet. Thermometers at both elevations were spaced closer together near the faces of the dam where concrete temperature changes are more pronounced than in the interior of the structure. Similar installation plans were adopted for the Owyhee Dam, except that 86 instruments were provided and were installed at ten different locations. This total number does not include the thermometers installed in connection with the investigations of artificial

cooling and volumetric changes. Owyhee Dam is a curved gravity dam, 417 feet high, 244 feet thick at the dose of the maximum sec-



tion, and approximately 800 feet long. It is located on the Owyhee Project, eastern Oregon.

Figure 2 shows the curves of average concrete temperature obtained at Gibson Dam during the period from August, 1928, to July,

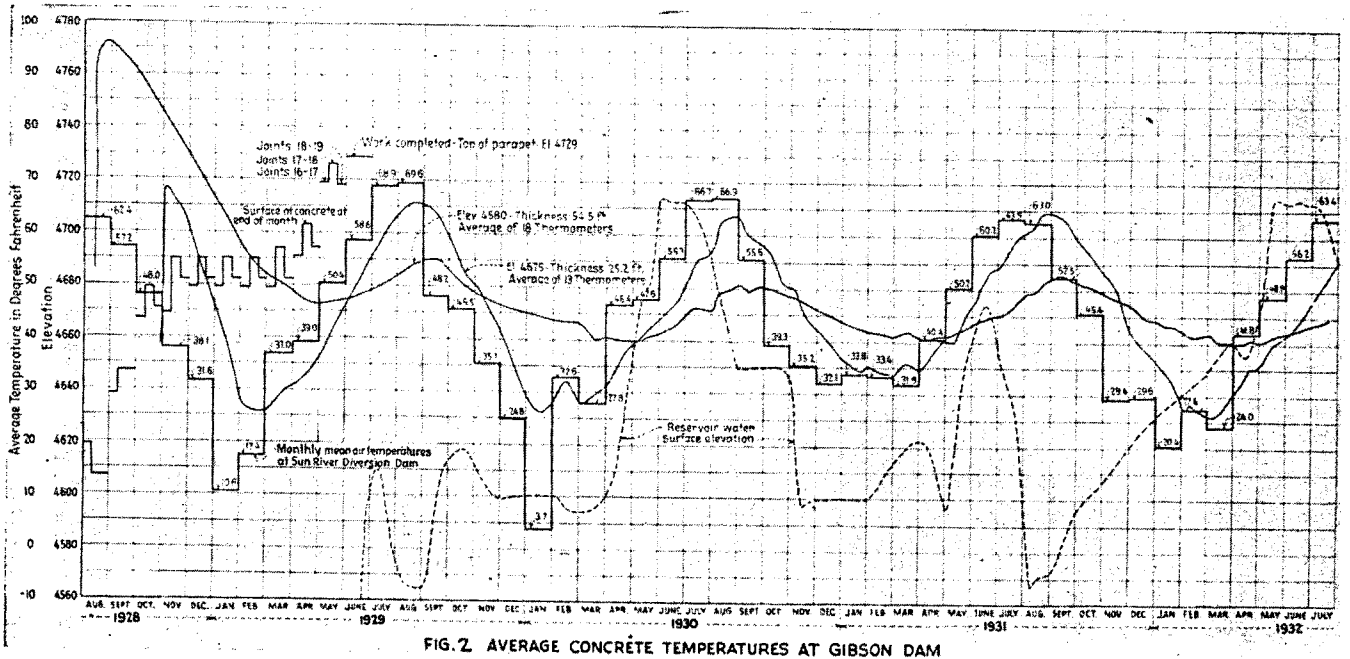


FIG. 2 AVERAGE CONCRETE TEMPERATURES AT GIBSON DAM

The broken line starting at the left of the diagram (August 1928) shows for each month the elevation of the concrete in the dam between Joints 16—17, 17—18 and 18—19, respectively (located approximately 510 and 600 feet from the right end of the dam looking down stream).

1932. Information regarding concrete pouring progress, monthly mean air temperatures, and reservoir water surface elevation is also shown on the diagrams. Similar curves are not yet available for Owyhee Dam.

Design of Thermometers.

One trouble experienced in past measurements of concrete temperature variations has been the inadequacy of the instruments. Resistance thermometers made by the manufacturers of scientific equipment have invariably been unsuited for use in the interior of a masonry dam. Such products have been designed and manufactured with the idea of securing a high degree of precision in the measurements rather than with the idea of standing up for some time under the conditions existing in such structures. Resistance thermometers installed in the interior of a masonry dam do not need to read closer than one degree, Fahrenheit. However, they do need to be capable of indicating temperatures with such a degree of accuracy during a period of time lasting several years after the completion of the dam. Of course some of the troubles experienced in such measurements have probably been in the leads from the instruments to the switchboard, rather than in the instruments themselves.

Figure 3 shows the details of a resistance thermometer designed by Henry H. Plumb, one of the electrical engineers in the Denver office of the Bureau of Reclamation. This type of instrument was adopted for the thermometer installations at Gibson Dam. Thus far, after more than four years of operation, only three of the thirty-one instruments installed at Gibson Dam have become defective. Incidently these thermometers cost only a small fraction of the prices quoted for high precision resistance thermometers manufactured by the makers of scientific equipment.

Similar, but slightly modified, home-made thermometers were installed at Owyhee Dam. The modification consisted of lengthening the resistance coil, to reduce the heating of the instrument during readings; providing N°. 16, A. W. G., rubber insolated, fixture wire leads, 12 inches long; and placing a tee and nipple splicing chamber at the end of the thermometer sheath, so that the 12-inch leads can be properly connected to the leaded, armored cable at the time of insulation. Three-conductor armored cables were used at Owyhee Dam; so that the resistance of the leads alone can be

measured and deducted from the total resistance of the thermometer circuit each time a reading is made.

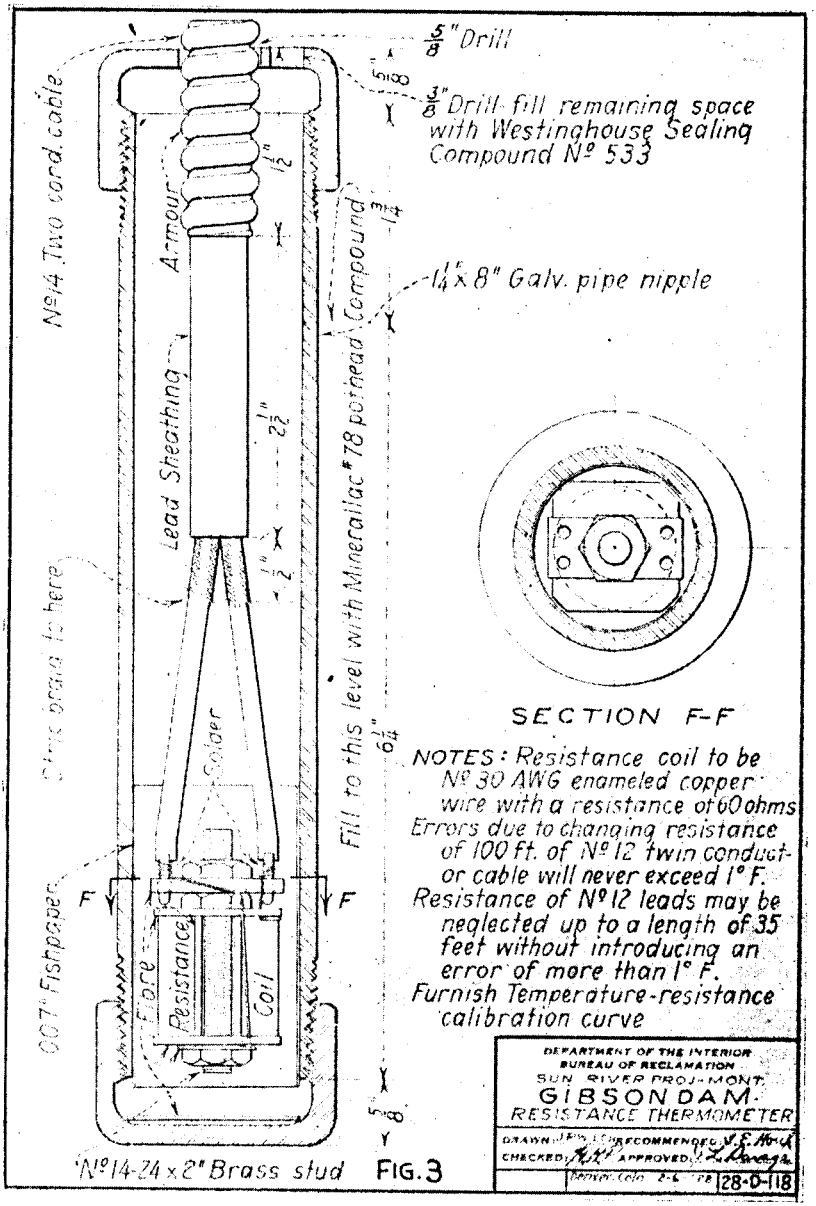


FIG. 3

Temperature Deformations.

Very little adequate information regarding temperature deformations in full size dams has been secured, and published, thus far. Numerous measurements of strains, crack locations, crack widths, opening and closing of contraction joints, and so forth, have been made at different dams in America during the past twenty-five years. However, these investigations have invariable been confined to observations at the faces of the dams, or to measurements along the walls of such galleries as may have been built to provide access to valve chambers, gate control mechanisms, or other parts of the dam. Of course measurements of strains, crack widths, and contraction joint openings at the faces of the dams are so influenced by surface temperature changes that they supply no valuable information regarding deformations in the interior of the structure. Measurements along gallery walls supply better data but are too limited in location to constitute adequate information.

Some valuable data on the opening of contraction joints in the interior of Gibson Dam were obtained by the Bureau of Reclamation about two years ago. Holes were drilled into the dam in such directions as to cross the joints. Cores taken at the locations of the joints showed that although satisfactory results had been obtained in the grouting operations the widths of joint openings at time of grouting were somewhat smaller than had been calculated on the basis of the measured temperature drop. This result may have been due to one or more of three causes, first, to the development during the later stages of temperature rise of some temperature stress caused by generation of setting heat and the subsequent release of stress as the concrete cooled; second, to the fact that the coefficient of thermal contraction of 0.0000056 used in calculating the joint opening may have been too high; and, third, to the fact that there may have been some restraint from adjoining sections of the dam during the cooling period.

The best measurements of temperature deformations in the interior of a masonry dam, thus far completed and published, were those made by Engineering Foundation Arch Dam Committee at the Stevenson Creek Test Dam in California. The results of these investigations were included in Volume I of the report of the Committee, published in May, 1928.* The investigations included measurements

* Engineering Foundation Arch Dam Investigation, Report by Committee, Vol. I, Proc. Am. Soc. C. E., Part 3, May, 1928.

of strains and temperatures in the interior of the dam, by means of carbon disc telemeters; measurements of strains at the faces of the dam, by means of strain gauges; measurements of radial deflections, by means of clinometers and radius meters; measurements of location and widths of crack openings at the faces of the dam and at the upstream edge of the base; and certain additional observations of a pertinent nature.

The exceptional quality of the research program and results obtained ar the Stevenson Creek Test Dam is undoubtedly due to the fact that the work was at all times under the direct control of experts in the field of arch-dam engineering. The program was continuously under the guidance of members of the Committee and the actual work of concrete construction, equipment installation, and testing operations was at all times under the direct supervision of the late Willis A. Slater, an expert in the research field, assisted by a staff of able research engineers.

Similar, but much more limited, experimental research programs thus far completed at existing service dams, have not supplied satisfactory data on temperature deformations. However, it is believed that the elaborate volumetric change investigation recently made by the Bureau of Reclamation at the Owyhee Dam, eastern Oregon, has furnished some valuable information regarding adequate means of measurement at service dams and, when finally analyzed, will supply some adequate and satisfactory detailed data on the important matter of temperature deformations.

Owyhee Dam Measurements.

The Owyhee Dam measurements were made in the upper part of the structure, where the thickness is about 35 feet. The block chosen for the investigations is approximately 82 feet high and 100 feet long, and is divided into blocks of equal length by a vertical, radial contraction joint at the center. The concrete was artificially cooled during the progress of the investigation, by circulating river water through 1-inch pipes, embedded 4 feet 7 ½ inches apart near the bottom of each 4-foot lift.

Sixty-eight electric strain meters of the Carlson elastic wire type were embedded in the concrete for the purpose of measuring strains and temperatures. These were placed in several directions, some separately and some bolted together. One series of connected instruments, 15 feet long, was placed in a circumferential direction;

another series, 12 feet long, was placed in a radial direction; and several series, bolted together in the form of triangles, were placed around the cooling pipes.

Forty-five Carlson strain meters, for temperature and deformation measurements, and twelve electric resistance micrometers, for width of joint measurements only, were installed across the contraction joint at different locations. The micrometer used was an instrument developed for the investigation by Henry H. Plumb of the Bureau of Reclamation. Thirty-three short invar steel bars were placed across the contraction joint in such a way that direct measurements of the joint movement could be made by transit observations down vertical pipes extending to the top of the dam. Eight long invar steel bars were also installed in radial and circumferential directions and read in the same way. These were anchored in the concrete, at the ends away from the observation pipes, and were installed in such a way as to indicate the total linear deformation of the concrete in horizontal directions.

Concrete in the section investigated was poured in four-foot lifts, during the period from March 3 to May 28, 1932. Strain and temperature readings were begun as soon as the instruments were covered, and were continued until the artificial cooling had been discontinued and the temperatures in different parts of the mass had become equalized. Artificial cooling was begun on May 13, 1932, in the lower 64 feet, and on May 29, 1932, in the upper 18 feet. The cooling was continued for 38 days. At the end of this period the falling concrete temperatures and rising water temperatures permitted no further extraction of heat.

The data obtained in the investigation agreed with the results of the core drilling at Gibson Dam in indicating a temperature shrinkage coefficient lower than had been adopted for calculating the joint opening on the basis of the measured temperature drop, a result probably due to the same causes as at Gibson. The detailed data are now being analyzed and it is hoped that a complete report can be published sometime in the near future.

Strain Meters.

The carbon disc telemeter, used with fair success in the measurement of temperatures and strains at the Stevenson Creek Test Dam, has not proved satisfactory in the case of strain measurements in the interior of other dams. The temperature data obtained by the

use of the instrument are usually satisfactory; so that the installations and resulting readings have not been wholly without value. However, the strain readings do not seem to indicate accurate results. Probably the cause lies in a flow, or permanent set, in the carbon stacks during long time changes in concrete deformation.

Figure 4 shows the details of the elastic-wire, electric resistance

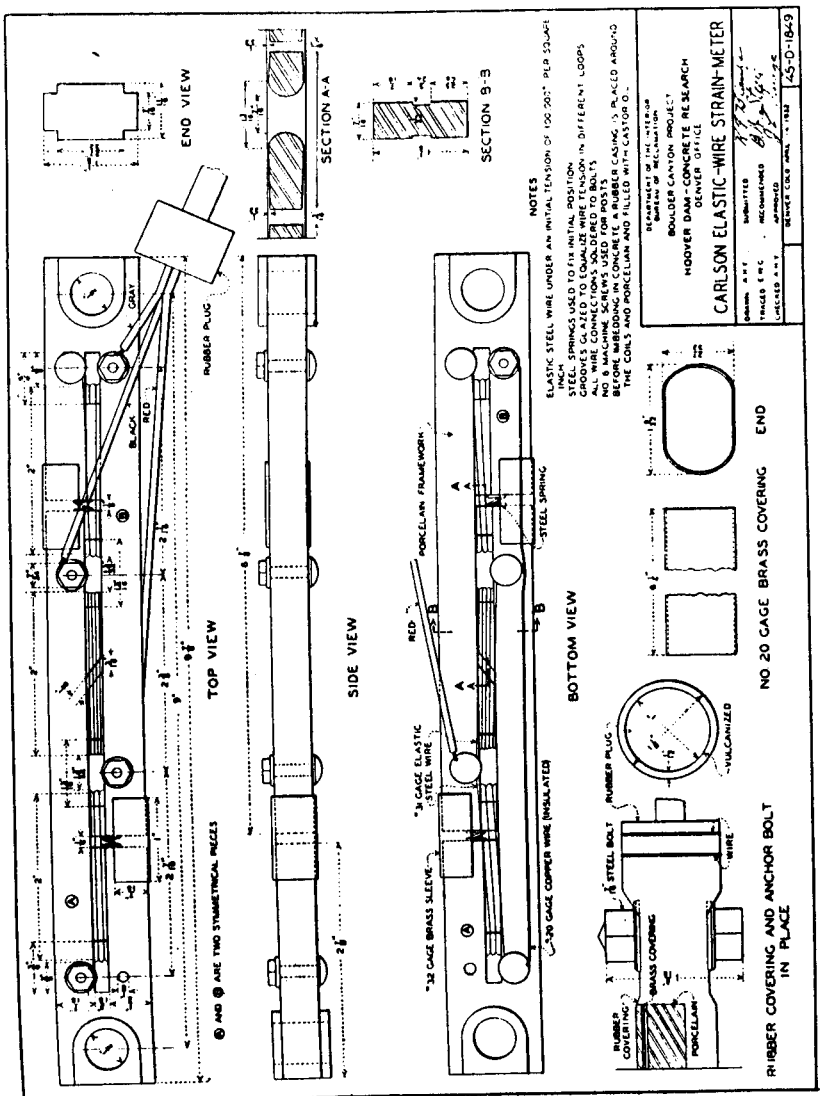


Fig. 4

strain meter developed by R. W. Carlson in connection with the work of the Los Angeles County Flood Control District.* The Bureau of Reclamation, in its Owyhee Dam investigation described above, found that the instrument is satisfactory for the measurement of strains within the concrete, except that it should be encased in an invar steel framework instead of a porcelain container, the porcelain being too fragile for installation under the conditions existing in a masonry dam. The instrument, as now designed, has too limited a range for satisfactory use in measuring the width of contraction joint openings. However, a similar strain meter, with sufficient range, can probably be developed.

The fundamental basis for the design of the Carlson strain meter is the lineal relation between the stress in a steel wire and its electrical resistance. By using two coils, wound under high initial tensile stress and arranged so that the concrete strain causes a reduction in the tension of one coil and an increase in the tension of the other, the instrument is adapted to the automatic elimination of temperature effects in the strain observations as well as to the measurement of the actual temperature changes.

Acknowledgments.

The Bureau of Reclamation studies discussed herein were made under the supervision of the writers, assisted by R. F. Blanks, R. E. Glover and other engineers in the Denver office. All research and designing work of the bureau is carried on under the direction of J. L. Savage, chief designing engineer. All engineering and construction work is under the general supervision of R. F. Walter, chief engineer, with headquarters at Denver, Colorado, and all activities of the bureau are under the general supervision of Dr. Elwood Mead, commissioner, with headquarters at Washington, D. C.

* « Electric Resistance Strain Gage Measures Stresses in Concrete, » by E. C. Eaton, Eng. News-Rec., Oct. 15, 1931, pages 615 to 616.

TABLE I
Maximum Rise in Concrete Temperature Caused by Setting Heat, Gibson Dam, Sun River Project, Montana*

Therm. (No.)	Concrete thick. (ft.)	Location of therm., or nearest face	Dist. to nearest face (ft.)	Date of placing	Concrete temp. in °F. Time of placing	Maximum	Rise in temp.	Time to reach max. (days)
1	54.5	Upstream	0.5	Aug. 14, 1928	54.8	86.2	31.4	5
2	54.5	Upstream	1.0	Aug. 14, 1928	54.1	88.4	34.3	5
3	54.5	Upstream	2.0	Aug. 14, 1928	54.6	91.9	37.3	5
4	54.5	Upstream	3.0	Aug. 14, 1928	55.4	94.9	39.5	5
5	54.5	Upstream	5.0	Aug. 14, 1928	55.6	101.2	45.6	10
6	54.5	Upstream	8.0	Aug. 14, 1928	56.3	105.2	48.9	13
7	54.5	Upstream	12.0	Aug. 14, 1928	56.5	106.5	50.0	13
8	54.5	Upstream	16.0	Aug. 14, 1928	56.1	105.6	49.5	13
9	54.5	Upstream	22.0	Aug. 14, 1928	56.7	102.8	46.1	25
10	54.5	Downstream	22.0	Aug. 14, 1928	55.8	102.0	46.2	28
11	54.5	Downstream	16.0	Aug. 14, 1928	56.7	99.7	43.0	26
12	54.5	Downstream	12.0	Aug. 14, 1928	57.5	98.9	41.4	22
13	54.5	Downstream	8.0	Aug. 14, 1928	58.6	96.0	37.4	14
14	54.5	Downstream	5.0	Aug. 14, 1928	59.4	92.2	32.8	11
15	54.5	Downstream	3.0	Aug. 14, 1928	59.4	87.7	28.3	8
16	54.5	Downstream	2.0	Aug. 14, 1928	58.6	83.9	25.3	4
17	54.5	Downstream	1.0	Aug. 14, 1928	57.3	78.7	21.4	4
18	54.5	Downstream	0.5	Aug. 14, 1928	56.4	78.1	21.7	3
19	25.2	Upstream	0.5	Oct. 30, 1928	37.2	52.6	15.4	6
20	25.2	Upstream	1.0	Oct. 30, 1928	38.8	60.2	21.4	6
21	25.2	Upstream	2.0	Oct. 30, 1928	37.8	54.1	16.3	6
22	25.2	Upstream	3.0	Oct. 30, 1928	37.6	64.1	26.5	6
23	25.2	Upstream	5.0	Oct. 30, 1928	38.6	68.0	29.4	6
24	25.2	Upstream	8.0	Oct. 30, 1928	38.5	73.2	34.7	6
25	25.2	Center	12.5	Oct. 30, 1928	39.2	75.4	36.2	6
26	25.2	Downstream	8.0	Oct. 30, 1928	39.5	75.2	35.7	6
27	25.2	Downstream	5.0	Oct. 30, 1928	39.4	71.5	32.1	6
28	25.2	Downstream	3.0	Oct. 30, 1928	38.6	66.2	27.6	6
29	25.2	Downstream	2.0	Oct. 30, 1928	37.6	60.6	23.0	6
30	25.2	Downstream	1.0	Oct. 30, 1928	38.7	55.8	17.1	6
31	25.2	Downstream	0.5	Oct. 30, 1928	38.5	52.6	14.1	6

*Cement content 1.00 bbl. per cu.yd.

Reproduced From *Western Construction News*, December 10, 1931, Page 604.

TABLE II

Maximum Variations of Internal Concrete Temperature Due to Seasonal Variations in Outside Temperature

Item No.)	Structure, Location, and Reference	Orig. Therm. (No.)	Approx. Dates	Conc.* Thick. (ft.)	Air T. Range (°F.)	Conc. T. Range (°F.)	Dist.† to Nearest Face (ft.)	Location of Thermometer	Miscellaneous Remarks
1	Ret. wall, St. Louis, Mo.	1	1917	1.50	122‡	111.0	0.25	East side	Well 10 ft. high, surrounding basins at Compton Hill reservoir, both sides exposed to sun.
2	Ann. Rep. Water Comr.	2	and	1.50		106.5	0.75	At center	
3	1918, p. 49.	3	1918	1.50		117.5	0.25	West side	
4	Squaw Creek conc. arch	A-2	1909	0.75	121§	86.4	0.38	At center ring	Numbers A-2 at crown, at north side of bridge; numbers B-2 at crown, at south side of bridge.
5	bridge, Ames, I. See	B-1	and		136**	74.1	2.75	S. end pier	
6	Bull. 30, Eng. Exp.	B-2	1910	0.75		85.0	0.38	At center ring	
7	Sta., Iowa State Col.,	B-1	1911		142§	77.5	2.75	S. end pier	
8	Ames, Iowa; by C. S.	A-1	and		157**	84.7	2.75	N. end pier	
9	Nichols and C. B. Mc-	B-2	1912	0.75		81.9	0.38	At center ring	
10	Cullough, pp. 39 and 50.	A-2		0.75		72.5	0.38	At center ring	
11	Walnut Street conc. arch	2	1912	4.00	128§	69	0.50	Near intrados	Thermometers in arch ring at east end of bridge. Numbers 4, 6, and 8 under south sidewalk; others under north sidewalk.
12	bridge, Des Moines, I.	3		4.00	148**	63	2.00	At center	
13	See Bull. 30, Eng. Exp.	4		4.00		67	2.00	At center	
14	Sta., I. State Coll.,	5		4.00		67	0.50.	Near extrados	
15	Ames, Iowa; by C. S.	6		1.58		87	0.79	At center	
16	Nichols and C. B. Mc-	7		1.58		91	0.79	At center	
17	Cullough, p. 67.	8		1.33		93	0.67	At center	
18		9		1.33		97	0.67	At center	
19	Brooklyn Ave. filled span-	1	1909		70§	36	1.0—	At crown	Max. and min. therms. embedded in removable conc. plug placed in arch ring, about 1 ft. from s. edge. (Data courtesy John C. Shaw.)
20	drel, concrete arch	2	—1911		90**	28	1.0[1]	At haunch	
	bridge, Los Angeles, Calif.								
21	Walnut Lane open span-	1	1908	9.50	85§	42.8	4.75	Center of rib at haunch	Electric resistance thermometer installed some time after completion of arch ribs.
	drel arch rib bridge,				105**				
	Phil., Pa. See Trans.								
	Am. Soc. C. E., Vol.								
	LXV, p. 457.								
22	C. C. C. & St. L. RR.	1	1923	13.75	104§	45	1.00	Near haunch	Numbers 1, 3, and 6 were in center of ring, 1 ft. in from edge of arch. Others were at center of ring but were from 8 to 15 ft. horizontally from edges of arch. Thermometers were lowered in pipes set in the concrete.
23	bridge at Sidney, O.	2	and	13.75	124**	35	6.88	Near haunch	
24	Unpublished data fur-	3	1924	5.50		54	1.00	At crown	
25	nished by J. B. Hunly,	4		5.50		48	2.75	At crown	
26	Engr. of Bridges and	5		5.50		48	2.75	At crown	
27	Structures, Cincinnati,	6		13.75		45	1.00	Near haunch	
28	O. See Eng. News-	7		13.75		36	6.88	Near haunch	
	Rec. Oct. 11, 1923, also								
	Ry. Rev., Oct. 6, 1923.								
29	Tirso Dam, Italy; see		1924			48	1.64	In buttress	Rein. conc. multiple arch with masonry buttresses.
	Hydraulic Engineering,								
	Dec., 1928.								
30	Gerber reinforced con-	3	1925	14.39	115	41	4.00	Upstream side	Downstream side is south side. Thermometers 3, 4, and 6 were about 25 ft. below reservoir water surface; 9, 11, and 12 were at about the same level as the water; and 14, 15, 16 and 17 were 25 ft. above the water.
31	crete arch dam, Klam-	4	to	14.39	135**	36	6.39	Upstream side	
32	ath Irrigation Project,	6	1929	14.39		40	2.00	Downstream side	
33	Oregon. See accom-	9	incl.	9.30		47	2.00	Upstream side	
34	panying text.	11		9.30		61	2.00	Downstream side	
35		12		9.30		43	0.50	Downstream side	
36		14		5.00		65.5	1.00	Upstream side	
		15		5.00		62.5	2.50	At center	

40	Emiggant Creek conc. arch dam, Talent Irrigation District, Talent, Ore. Unpublished data furnished by the district.	1	1925	5.51	85§	47.5	0.5	Downstream side	Res. w. s. below thermometers at time maximum temperature range was determined.
41		2	to	5.51	105**	38	2.2	Downstream side	
42		3	1927	5.51		37.2	1.7	Upstream side	
43		1	incl.	10.25		34.8	1.0	Downstream side	Res. w. s. 25 ft. above therm. at time of min. temp.; Res. empty at time of max. temp.; for all therms. except No. 1. Range at No. 1 not affected by Res. water. Res. w. s. 25-70 ft. above therm. at time of min. temp.; Res. empty at time of max. readings of upstream therm.
44		2		10.25		28.5	2.6	Downstream side	
45		3		10.25		30.8	4.0	Downstream side	
46		4		10.25		32	4.6	Upstream side	
47		5		10.25		33.5	3.1	Upstream side	
48		1		15.89		38.2	0.5	Downstream side	
49		2		15.89		25.5	2.5	Downstream side	
50		3		15.89		20.5	4.5	Downstream side	
51		4		15.89		19.5	6.5	Downstream side	Air temp. range meas. at Ashland.
52		5		15.89		21.5	7.4	Upstream side	
53		7		15.89		23.2	3.4	Upstream side	
54	Boonton masonry gravity dam, near Boonton, New Jersey. See Merriman's discussion, Trans. Am. Soc. C. E., Vol. LXI, 1908, p. 420.	5	1904	46	135‡	30	2.0	Upstream side	Masonry 50% concrete and 50% large stones.
55		6	and	46	116††	19	11.3	Upstream side	
56		8	1905	45		20	11.0	Downstream side	
57		9		44		37	2.5	Downstream side	
58		10		37		22	16.0	At center	
59	Arrowrock gravity concrete dam, Boise Irrigation Project, Idaho. See article by Chas. H. Paul and A. B. Mayhew, Trans. Am. Soc. C. E., Vol. LXXIX, 1915, p. 1225; also this article.	1	1914	186	118§	0	76.0	At center	Range for No. 5 determined before water rose to level of thermometer. Thermometers 9 and 10 under water during summer months. No. 4 and 6 under water 100 ft. or more. Sand-cement concrete; mix 1:2½:5:2¾.
60		3	to	150	138**	7	20.0	Downstream side	
61		4	1917	154		0	58.5	Upstream side	
62		5		145		37	3.5	Upstream side	
63		6		103		0	31.0	Upstream side	
64		7		73		55	2.0	Downstream side	
65		8		73		22.5	10.0	Downstream side	
66		9		73		47	1.0	Upstream side	
67		10		21		33	10.0	Upstream side	
68	Waldeck curved masonry dam, Germany. See 'Temperature Movements in the Waldeck Dam' by Thurnau, Deutsch Wasserwirthschaft, Apr., 1914, p. 117 to 125.	T_1R	1915	50.2	77‡‡	14.4	5.9	Upstream side	Dam built of quarried stone, laid in lime mortar; max. ht. 151 ft. Ten therm. located in two rows symmetrical about center of dam. Rows placed at one-half ht. of dam, 378 ft. from crown section, and 190 ft. from abutments. R signifies right side of dam; L signifies left side. Upstream therm. show effect of water in reservoir.
69		T_2R	to	50.2	77‡‡	9.0	15.7	Upstream side	
70		T_3R	1918	50.2	77‡‡	13.0	22.9	Near center	
71		T_4R		50.2	77‡‡	12.6	12.5	Downstream side	
72		T_5R		50.2	77‡‡	36.0	4.0	Downstream side	
73		T_1L		50.2	77‡‡	15.7	5.9	Upstream side	
74		T_2L		50.2	77‡‡	9.4	15.7	Upstream side	
75		T_3L		50.2	77‡‡	——	22.9	Near center	
76		T_4L		50.2	77‡‡	12.6	12.5	Downstream side	
77		T_5L		50.2	77‡‡	34.7	4.0	Downstream side	

*Horizontal, in case of dams; normal to center line, in case of arch rings. †Shortest distance, whether horizontal, inclined, or vertical. ‡At face of concrete. §At U. S. W. B. Station. **At face of concrete; estimated by adding 20° to difference between max. and min. air temperatures. ††Min. temp. to max. temp. in shade. ‡‡Difference between maximum and minimum daily mean air temperatures.

Reproduced From *Western Construction News*, December 10, 1930, Page 606.

TABLE IV

Effect of Setting Heat in Masonry Dams Reduced to Basis of Uniform Cement Content

Dam	Maximum height (ft.)	Maximum thickness (ft.)	Cement content, bbl. per cu.yd.	Max. concrete temp., °F.	Max. rise in temp., °F.	Max. rise on basis of 1.00 bbl./cu.yd.
Owyhee	405	244	1.06	120	50	47.2
Arrowrock	341	238	1.07*	96.2	36.7	34.3
Pardee	360	246	0.80	102	37.8	47.2
Kensico	307	228	0.73†	118.5	41	56.2
Spaulding	275	186	1.1	117‡	58	52.7
La Jogne	171	65	1.04	104	45.9	44.1
Gibson	200	87	1.00	105.2	48.9	48.9
Bull Run	200	142	0.88	113.0	55.8	63.4
Calaveras	160	50	0.95	117.0	58.0	61.1
Boonton	114	77	0.5†	93.0	18.5	37.0
Wilson	94	105	1.25	114	66	52.8
East Canyon Creek	190	26	1.19	70	35§	29.4
Emigrant Creek	127	20	1.25	136	71§	56.8

Average maximum rise, based on 1.00 bbl. of cement per cu.yd. 48.5

Average rise for entire width of dam = 85% of 46.9° F. 41.2° F

*Sand-cement containing 55% portland cement.
†Cyclopean masonry, see Table I.
‡At center of 15-ft. raise.
§Placing temperature estimated.

Reproduced From *Western Construction News*, August 10, 1931, Page 414.

BIBLIOGRAPHY.

« The Thermal Conductivity and Diffusivity of Concrete », by A. P. Carman and R. A. Nelson. Bulletin No. 122, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Ill. Pg. 28.

« Details of Design and Construction — Gerber Dam, Klamath Project, Oregon » by A. L. Darr, Western Construction News. March 10, 1926. Pg. 29.

« The Effect of Temperature Changes on Masonry ». Discussion of Charles S. Gowen's article. By Thaddeus Merriman. Trans. ASCE. Vol. LXI. Dec. 1908, Pg. 413-429.

« The Determination of Internal Temperature Range in Concrete Arch Bridges » by C. S. Nichols and C. B. McCullough, Bulletin N°. 30, Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, January, 1913.

« Engineering Foundation Arch Dam Investigation », Vol. 1; Proc. ASCE, May 1928, Part III.

« Variations and Distribution of Temperature in the Montsalvens Dam » by Paul Joye and Alphonse Christen, Bulletin Technique de la Suisse Romande, Année, 1922.

« Temperature Movements in the Waldeck Dam », by Thurnau, Deutsche Wasserwirtschaft, 1924, Pg. 117-125.

« Temperature Changes in Mass Concrete » by Charles H. Paul and A. B. Mayhew, Trans. Am Soc. C. E. Vol. LXXIX, 1915, pg. 1225.

« Temperatures in Denver Reservoirs » by Ivan E. Houk, Public Works, November, 1927, pg. 405-409.
See Western Construction News, August 25, 1926, pg. 42; also August 10, 1927, pg. 38.

« Owyhee Dam — Details of Design of 405-ft. Concrete Arch-Gravity Dam for Owyhee Irrigation Project » by J. L. Savage; Western Construction News, May 10, 1928, pg. 284-291.

« Boulder Dam, Colorado River, Preliminary Statement » by R. F. Walter; Western Construction News, January 10, 1929, pg. 7 to 15.

« Temperature Variations in Concrete Dams », by Ivan E. Houk. Western Construction News, December 10 th, 1930, issue pg. 601-608.

« Temperature and Humidity Effects on Concrete Defined », Concrete, June 1929, pg. 52; abstract of Oscar Faber's lecture before the Royal Institute of British Architects in London.

« The Bull Run Storage Dam for Portland, Oregon », by B. E. Torpen, Eng. News-Record, August 8, 1929, pg. 204-208; also unpublished data.

« Designing a High Storage Dam for the Mokelumne Project » by F. W. Hanna, Engineering News-Record, March 15, 1928, pg. 444-446; also unpublished data furnished by Hanna.

« Control of Mixture and Testing Wilson Dam Concrete » by John W. Hall, Proceedings of Concrete Institute, Vol. 22, 1926, pg. 497-508.

« Unpublished Report on Measurements made by Bureau of Reclamation at Owyhee Dam, Owyhee Project, Oregon .»

« Annual Reports, Board of Water Supply, New York City, » 1913-1916; discussion by George T. Seabury, Trans. Am. Soc. C. E. Vol. LXXIX, 1915, pg. 1247 to 1250; and unpublished data.

« Calaveras Flood Control Dam » by K. L. Parker, West. Constr. News, Nov. 25, 1929, pg. 611-614; also unpublished data furnished through the courtesy of Lewis H. Tuthill, concrete technologist.

« How Temperature varied in two dams while the cement was setting » by R. A. Monroe, Eng. News-Rec., August 9, pg. 253-254.

« Making the Final 15-ft Raise of the Spaulding Dam » by I. C. Steele, Eng. News-Rec., Nov. 25, 1920, pg. 1020-1023.

« Taking Concrete Dam Temperatures During Process of Setting », Engineering News-Record, December 11, 1924, pg. 964; also unpublished data.

« East Canyon Creek Dam » by A. F. Parker; Trans. Am. Soc. C. E. Vol 83, 1919, pg. 590.

« Winter Construction Methods and Plant » by C. S. Hill, Eng. News-Rec., October 6, 1927, pg. 544-548.

« An Interesting and Valuable Record of Interior Temperatures in Concrete » Railway Review, October 6, 1923, pg. 481-484; also unpublished data.

« Report of Isthmian Canal Commission » 1910, pg. 122; also 1911 pg. 118 and plate 100.

« Materials of Construction » by J. B. Johnson, 3rd. Ed. 1900, pgs. 414; abstracted from a French Commission Report. Vol. IV, Plate III.

« Unpublished Data Supplied by the Port of New York Authority » through the courtesy of Allston Dana, Engineer of Design.

« Some Temperature Readings in Setting Concrete » by R. H. Brown, Eng. News. May 19, 1910, pg. 598-599.

« Setting Temperatures in Concrete Bridge Piers » by A. A. Jakkula, Eng. News-Record, June 6, 1929, pg. 913-914.

« Report of Temperature Variations in a Concrete Wall » by F. R. Wiederholdt; Report of Water Commissioner of St. Louis, 1918, pg. 49 to 52.

SUMMARY

This paper discusses the temperature measurements heretofore made in the interior of American concrete structures. It presents the principal results of the measurements in tabular form, including dimensions of the structures, concrete mixes, dates of observation, and other pertinent data, as well as the actual measured temperatures. The measurements are arranged so as to show, separately, the concrete temperature changes caused by the generation and dissipation of setting heat and those caused by seasonal temperature variations at the faces of the structures.

Measurements made in bridges, bridge piers, canal locks, retaining walls, and other concrete structures are included in the tables, as well as those made in the interior of concrete dams.

The paper also discusses the difficulties which have been encountered in connection with the securing and analyzing of concrete temperature data. It discusses the design of serviceable resistance thermometers, the most desirable methods of installing thermometers, the troubles encountered in measuring concrete deformations methods of measuring widths of crack openings, design of instruments applicable in measuring concrete strains and temperatures simultaneously, and other pertinent matters related to the general subject of internal temperature and deformation of masonry dams.

Drawings included show detailed methods of installing resistance thermometers in Gibson Dam; the detailed design of the resistance thermometer used in the Gibson Dam investigations. and the average concrete temperature curves obtained at the dam during the four-year period ending in July 1932. Gibson Dam is a curved concrete dam, 195 feet high, 87 feet thick at the base, and about 960 feet long, located near Great Falls, Montana.

A drawing showing the detailed design of the Carlson elastic-wire strain meter is included. This instrument is the best one thus far developed in America for the simultaneous measurement of interior temperature and strain in a concrete structure.

The installation of equipment and measurements of volumetric changes in the interior of Owyhee Dam are described briefly. Owyhee Dam is a massive, curved concrete dam, 417 feet high. 244 feet thick at the base, and about 800 feet long. It is a Bureau of Reclamation dam, recently completed in eastern Oregon.

The paper presents certain general conclusions derived from laboratory investigations of the thermal properties of concrete now being made by the Bureau of Reclamation at Denver, Colorado. These investigations are being carried on in connection with the design and construction of the 727-feet Hoover Dam which is being built on Colorado River near Las Vegas, Nevada.

ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Abhandlung sind die im Innern amerikanischer Betonbauten abgenommenen Temperaturmessungen besprochen. Ferner sind die Hauptergebnisse der Messungen, einschliesslich der Masse der Bauwerke, der Betonmischungen, der Daten der Beobachtungen, und anderer wichtigen Auskünfte, sowie die tatsächlich gemessenen Temperaturen in Tabellen wiedergegeben. Die Messungsergebnisse sind so angeordnet dass sie einzeln den Betontemperaturwechsel veranschaulichen, welcher durch die Erzeugung und Ableitung der Bindewärme sowohl als auch durch die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen and den Oberflächen der Bauwerke verursacht werden.

In den Tabellen sind auch die an Brücken, Brückenpfeilern, Kanalschleusen, Mauern und andern Betonbauten, sowie die im Innern von Staumauern gemachten Messungen, wiedergegeben.

Die Abhandlung bespricht ferner die Schwierigkeiten die bei der Abnahme und Analyse der Betontemperaturen auftreten. Ausserdem wird folgendes erläutert:

Der Entwurf zweckdienlicher Widerstandsthermometer, die beste Einbaumethode der Thermometer, die Schwierigkeiten denen man bei Deformationsmessungen in Beton begegnet, Messmethoden für Rissweite, Entwurf von Instrumenten für gleichzeitiges Messen von Betonspannungen and Beton-Innentemperaturen, und andere einschlägige Auskunft über Innentemperatur und Deformation in Staumauern.

Die beiliegenden Zeichnungen veranschaulichen ausführlich die Methoden welche beim Einbau der Widerstandsthermometer in den Gibson Damm angewandt wurden, die ausführliche Konstruction des Widerstandsthermometers wie es bei den Versuchen dort verwendet wurde, und die Kurven der mittleren Betontemperaturen, wie sie an dieser Staumauer während der vierjährigen Zeitspanne (bis Juli 1932) gefunden wurden. Der Gibson Damm, in der Nähe von Great Falls, Montana, gelegen, ist eine Betonstaumauer von 195 Fuss Höhe, 87 Fuss Fundamentdicke, und 960 Fuss Länge.

Die Einzelheiten der Konstruktion des Carlsonschen elastischen Drahtspannungsmessers sind ebenfalls in einer Zeichnung veranschaulicht. Dieser Apparat ist der beste der bis heute für gleichzeitiges Messen der Innenwärme und der Spannung in Betonkörpern entworfen worden ist.

Der Einbau der Apparate und die Messungen der Volumenveränderungen im Innern der Owyhee-Staumauer sind beschrieben. Diese Staumauer ist ein massiver Betonbogendamm von 417 Fuss Höhe, 244 Fuss Fundamentdicke und ungefähr 800 Fuss Länge. Er wurde vom Bureau of Reclamation erbaut und ist im östlichen Oregon gelegen, wo er erst kürzlich vollendet worden ist.

Die Abhandlung beschreibt fernerhin einige der allgemeinen Ergebnisse der Laboratorienuntersuchungen über Wärmeeigenschaften des Betons. Diese Untersuchungen wurden z. Zt. durch das Bureau of Reclamation in Denver, Colorado, in Verbindung mit dem Entwurf und dem Bau des 727 Fuss hohen Hoover-Dammes ausgeführt, der sich in der Nähe von Las Vegas, Nevada, am Coloradoflusse im Bau befindet.

RESUME

On discute dans ce rapport les mesures de température prises jusqu'à présent à l'intérieur des construction américaines en béton. On y fournit sous forme de tableaux les résultats de mesures les plus importants, tels que températures, dimensions des constructions, compositions diverses du béton, dates d'observation, et autres données s'y rapportant. On y a présenté les mesures de telle façon qu'elles font voir séparément les variations de la température du béton causées par la production et la dispersion de la chaleur de prise, et celles causées par les changements saisonniers de température se faisant sentir sur les parements des constructions.

Les tables contiennent les mesures de température prises à l'intérieur des ponts, des piles de pont, des écluses de canal, des murs de soutènement et d'autres constructions en béton, aussi bien qu'à l'intérieur des barrages.

Le rapport expose en outre les difficultés rencontrées dans la prise des mesures et dans leur analyse. On y décrit les thermomètres de résistance dont on s'est servi et la meilleure façon de les installer, le dessin des instruments qui conviennent à la mesure simultanée des déformations et des températures du béton, les difficultés rencontrées dans la prise de telles mesures, les méthodes de mesure de la largeur des fissures, et d'autres questions rentrant dans le sujet général de la température interne et de la déformation des barrages en maçonnerie.

Les épures ci-cincluses montrent le mode d'installation des thermomètres de résistance dans le barrage Gibson, le dessin détaillé de ces thermomètres, et les courbes de la température moyenne du béton prise dans barrage pendant les quatre ans se terminant en juillet 1932. Le barrage Gibson est un barrage voûte en béton de 195 pieds de hauteur, de 87 pieds d'épaisseur à la base, et de 960 pieds de largeur.

Le rapport contient une épure de la jauge Carlson déformation à fil d'acier élastique (Carlson elastic wire strain-meter), le meilleur instrument employé jusqu'à présent en Amérique pour le mesurage simultané des températures internes et des déformations à l'intérieur de constructions en béton.

On y décrit brièvement l'installation des instruments et le mesurage des changements volumétriques à l'intérieur du barrage

Owyhee, qui est un barrage voûte en béton massif de 417 pieds de hauteur, de 244 pieds d'épaisseur, et de 800 pieds de largeur.

Le rapport développe quelques conclusions au sujet des propriétés thermiques du béton qui se sont révélées au cours des recherches faites au laboratoire du Bureau of Reclamation à Denver, Colorado. On poursuit ces recherches en corrélation avec le projet et la construction du barrage Hoover, de 727 pieds de hauteur, qui est à présent en voie de construction sur le fleuve Colorado, près de Las Vegas, Nevada.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT nº 44

An Investigation of Strains and of Temperature in the Concrete of the Dnieprostroi Dam.

By G. A. NIELAENDER

Professor of Civil Engineering State Institute of Building Research, Moscow.

One of the outstanding problems of modern hydroelectric engineering is the problem of placing large masses of concrete free from cracks and stratification. As it was shown by recent investigations *), cracks are present in by far the largest majority of existing dams. Considering the ever-increasing size of the structures, together with increasing heads, the urgent necessity of obtaining a complete solution of the problem is self-evident.

Urged by the demands of the large hydro-electric development in the USSR, the Institute of Building Research (Moscow) has undertaken, and has carried out during 1930-1932, on the Dnieprostroi Dam, an experimental investigation of an exceptionally large scale. The object of the investigation was to study the nature of the phenomena actually occurring during the initial stage of life of the dam (immediately after placing concrete), as well as the subsequent behaviour of the dam under operating conditions, with a

*) See F. Vogt, « Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams », 1931.

view of comparing the actual stresses with those obtained by calculation.

At the present moment the first stage of the field work, corresponding to the period of construction of the dam, and the extensive laboratory investigations conducted in parallel with the experimental work on the dam, are completed. Observations by the 204 gauges embedded in the concrete are being taken at regular intervals, and will be continued during the next one or two years. The huge mass of data obtained in the course of more than three years, is being worked out. Since at the present moment this work is still far from its end, the present report is, of necessity, only a preliminary one.

I. STATEMENT OF THE PROBLEM.

The experiment on the Dnieprostroi Dam is treated as a two-dimensional problem. As it is seen from Fig. 1, the dam consists of a number of piers placed at a distance of 13.5 m in the clear

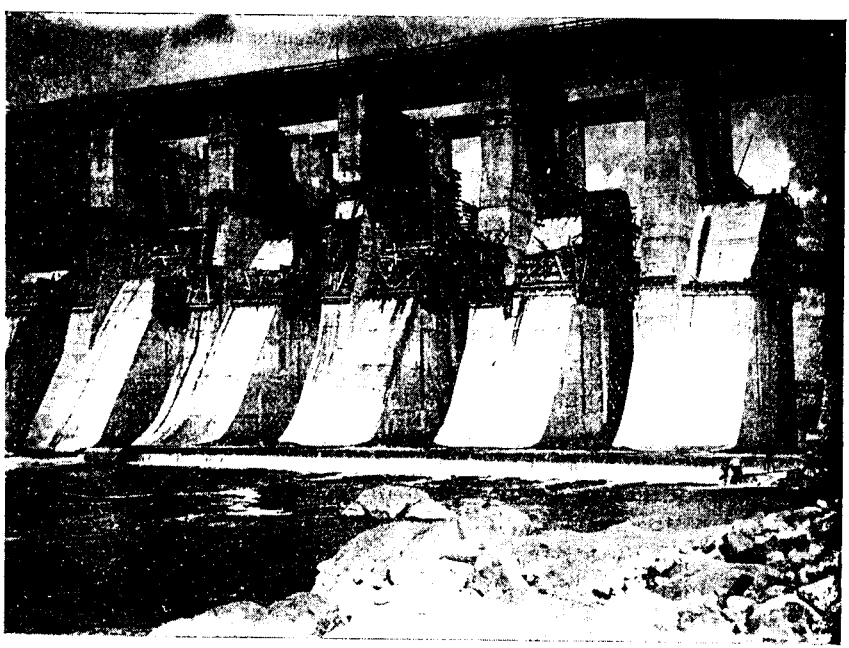


Fig. 1. — Piers and the Finished Right Half Span.

from each other, and of the dam body, filling up the spaces between the piers, divided by expansion-joints into two half-spans, each of which represents a block of concrete of 42.5 by 39.5 by 6.5 m. Due to the method of construction adopted at the Dnieprostroi, individual half-spans were concreted when a considerable time had elapsed after the erection of the portions of the dam

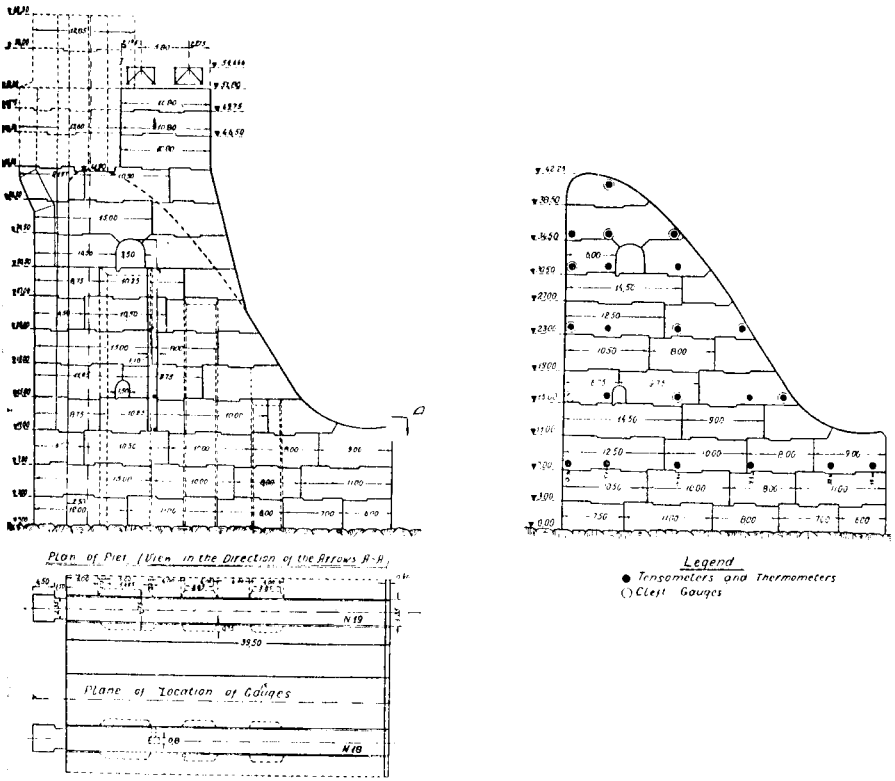


Fig. 9. — Scheme of Arrangement of Gauges in the Body of the Dam.

bounding the given half-span on both sides. Thus the surfaces of the concrete blocks adjacent to the half-span under investigation had time to cool, and the condition of stress in that half-span was symmetrical about the centre section already from the initial stage. Hence by placing the strain-gauges at the centre section, in view of the symmetry the state of stress could be regarded, with a sufficient degree of accuracy, as two-dimensional. Accordingly, in placing the gauges, there was taken as the principal plane the centre section of the right-and half-span between piers A

and B. *) In addition to the gauges placed at the centre section, i was decided to place a number of special gauges (cleft recorders across the expansion joints, in order to measure their deformation and also to determine experimentally the boundary condition at th juncture of the half-span investigated and the adjacent portion of the dam.

The gauges at the centre section had to be arranged with a view of obtaining the temperature distribution (isothermal lines and the state of stress (isostatic lines) of the dam. This require ment is evidently fulfilled by arranging the gauges at points o intersection of two sufficiently close sets of reference lines, ver tical and horizontal, Fig. 2.

As it was a further object of the investigation to obtain dat on the magnitudes of initial stresses developed during the settin and hardening of concrete, it was necessary also to investigate th strains and the temperature regimen of an individual block. Fo this purpose there was selected a large block, 12,5 by 6.5 by 3.0 m at elevation 24.00, in the interior and at the outside faces of whic there were disposed a number of gauges required for the solutio of the three-dimensional problem.

2. GENERAL PRINCIPLES OF MEASUREMENT.

a) *Observations made immediately after placing the concret* In accordance with the requirements of the problem it was neces sary to begin the measurements immediately after embedding th gauges in the concrete of the dam. As this initial stage of life o the structure is one during which there take place rapid change of temperature and of mechanical and plastic properties of th material, the observations had to be made at short intervals and so far as possible, at the same time. The last requirement is espe cially important, as it enables the coordination of readings of gauge placed at different points over the cross-section of the dam. The on way of solving the problem was, evidently, that of.

b) *Centralizing the observations.* This was effected by leadin out the cables from each group of gauges, situated at the sam elevation, through a side opening into a special vertical shaft 1.

*) The choice of the particular section of the dam selected for the experimen was dictated by the smooth profile of the foundation and the absence of defects i the rock.

by 0.8 m. Fig. 3. In this shaft the cables were secured to wooden strips embedded in concrete, and thus were led up to the distribution panel of the observation station, situated above the half-span investigated, on the pier. In the station room were concentrated all measuring instruments and the appliances for supplying electric current to the whole installation (storage batteries, motor-generator, etc.

Fig. 3. A Group of Gauges ready for being embedded in Concrete in the Stevenson-Creek Dam.

c) *Mounting of gauges.* A group of gauges properly oriented and rigidly connected to a special metal mount constituted «a point» in the cross-section of the dam. The minimum number of gauges at each of such points, required for the construction of the ellipse of stress in the generalised two-dimensional problem, is four. Accordingly, the group of gauges constituting a point was made up of five gauges, arranged as follows:

1. one teletensometer disposed vertically (N. 1);

2. two teletensometers making angles of 45° with the vertical (N° 2 and 3);

3. one teletensometer disposed horizontally at right angles to the principal plane of measurement (N. 4);

4. one teletensometer placed in the interior of a protecting cone, for the measurement of volumetric changes (N. 5);

5. one telethermometer (N. 6).

The above arrangement refers to gauges that were placed in 1930, at elevation 7.00. In 1931, at elevations 15.00 to 42.50, there

was added to each group a horizontal teletensometer (N 7) disposed in the principal plane of measurement. The provision of an additional gauge was made with the object of checking up the readings of the gauges of a given group, by the aid of the known relation of the Theory of Elasticity, that the sums of the strains in the direction of axes of two mutually perpendicular coordinate systems making angles of 45 degrees with each other, are equal to:

$$i_v + i_h = i_{-45^\circ} + i_{+45^\circ}.$$

The choice of a rational type of mount, and of the method of securing the gauges thereto, was given special attention. The type of mount that was used in the investigation of the experimental Stevenson-Creek Dam, Fig. 3 *) is, in our point of view, open to serious objection. The concrete block in which were embedded the telemeters, presented a rigid foreign body in the weak green concrete of the dam, and, consequently, must have been a point of concentration of the lines of force. Even the more serious drawbacks of the American method of mounting the gauges are the very small projection of the movable ends of telemeters from the block in which they were embedded, and the close arrangement of gauges. Owing to the compact arrangement of the telemeters, and to the small distance between the movable heads of the telemeters and the faces of the block, there is also room for doubt whether the readings of the telemeters represented the actual strains set up in the body of the dam, or chiefly the disturbances in the stress distribution due to the presence of the gauges.

Another important condition which it was necessary to satisfy in order to make possible the comparison of readings of gauges belonging to one group, was that of uniformity of elastic and plastic properties of the medium surrounding the group. In view of the unavoidable lack of uniformity in the proportioning of concrete, the above condition could be met only by embedding all gauges of the group in concrete of the same bucket (1,5 m³).

The type of mount, that was at first used for several groups of gauges at el. 7.00, was soon discarded. It was made of ¼" reinforcement bars and had the form of a tetrahedron, at the apex of which were secured the gauges. That mount had the disadvantage that it did not permit sufficiently large spacing of the gauges without affecting the orientation. Consequently, in all the remaining

*) A. S. C. E. Proceedings. May, 1928.

cases there was used the spider mount shown in Fig. 6, which enabled the spacing of teletensometers, with a gauge length of 1 = 20 cm, at intervals of not less than 0.4 to 0.5 m.

In order to preclude the possibility of the mounts acting as reinforcement, all iron used for mounting the gauges was thoroughly coated with bitumen, and the gauge casings, with the exception of the cross-shaped end portions, were coated with chatterton.

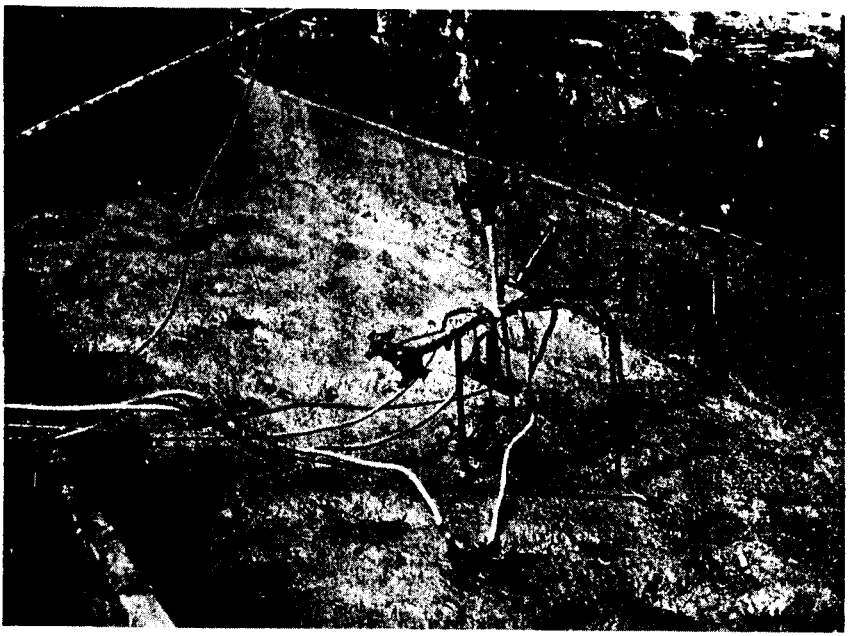


Fig. 4. — Group of Gauges ready for reing embedded in Concrete.

d) *Determination of the Beginning of the Working Stage of Concrete.* As already stated, one of the main objects of the investigation was an experimental determination of the initial stresses. This necessitated the provision of means for registering the moment at which the concrete acquires the ability to take up stress. For this purpose it was first proposed to make use of the known property of an elastic solid to dilate lateraly when subjected to axial compression. The method was given a trial in the automn of 1930, but without success: the rise of temperature and the corresponding strains proved to be a factor of such predominating importance that it was found totally impossible to single out or

to register the influence of a secondary factor such as Poisson's ratio. Consequently, in mounting the main body of gauges, in 1931, there were used four new original methods which gave entire satisfaction.

The first of these methods, proposed by the writer, is termed the method of needles. A number of steel needles, resembling the arrows used in surveying, are embedded in concrete simultaneously with the gauges. By pulling out the needles at definite time intervals by means of a dynamometer, and by plotting against time the magnitudes of the holding power, there is obtained a curve of which the asymptote cuts the time-axis at a point corresponding to the beginning of the working stage of concrete.

Another method, devised by S. G. Tachtamitchev and I. P. Polevoy, is based on measurement of the electric resistance of concrete. The setting and the beginning of hardening of concrete being bound up with a sharp change in the concentration of the solution and a decrease in the content of chemically free water, the transition from one stage to another must bring about an increase in the electric resistance. The special instrument used — the water content indicator — consists of two tinned plates of copper, 90 by 90 mm, held by ebonite spacers at a distance of 100 mm from one another. To avoid electrolysis alternating current is used. Resistance is measured by a Kolroush bridge.

An analysis of the process of temperature rise in concrete during the setting shows that the beginning of hardening is marked by a second sharp bend of the temperature curve.

As it is seen from the graph of Fig. 5., the beginning of setting, which corresponds to the first rise in temperature, is very consistently indicated both by the Vicat apparatus and the temperature curve. On the contrary, the end of setting, determined by the Vicat apparatus as the moment when the 1 mm² needle, loaded by the weight of plunger of 300 gr., is unable to settle below the original surface of the paste or settles to a depth not exceeding one division of the scale, does not agree with that indicated by the temperature curve.

The graph shows that the temperature continues to increase during several hours after the end of setting as indicated by the Vicat apparatus. As may be inferred from the steep slope of the temperature graphs, the rate of development of heat is very high. Since, to resist the settlement of the loaded needle, the cement paste must possess sufficient strength, hence, by determining the

beginning of the working stage of concrete from the graph of temperature, and by referring the point obtained to the second bend of the graphs (in Fig. 5 peaks of the curves), there will be no doubt as to the concrete being able to take up stress.

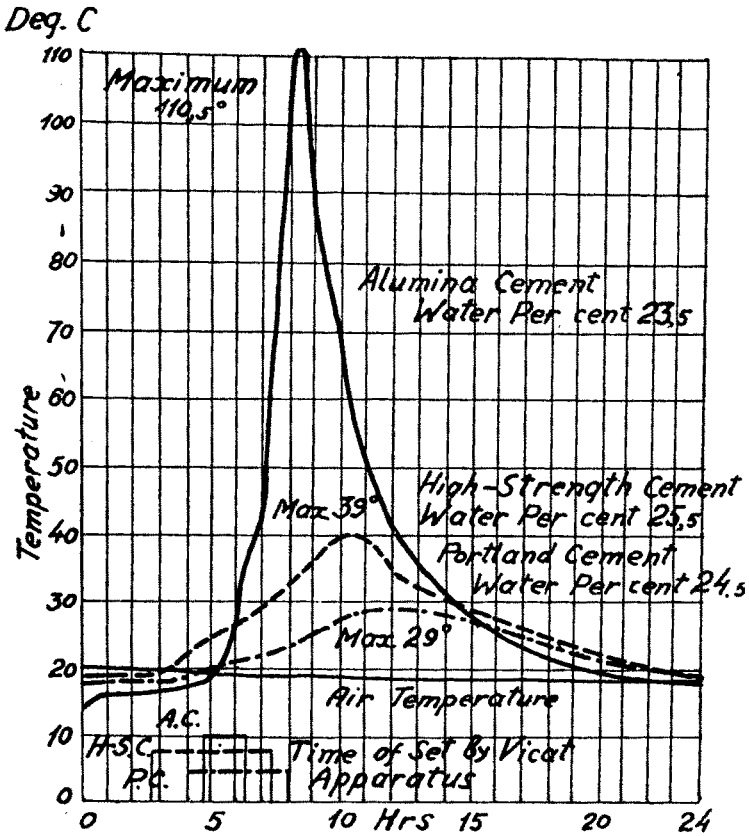


Fig. 5. — Rise of Temperature during the Setting of different Cements (Zurich Mechanical Laboratory).

Consequently, by making sufficiently accurate measurements at short intervals, we obtain another means for determining the beginning of the working stage of concrete.

A third method, intended mainly for checking, is based on the known relation of the Theory of Elasticity that the sums of strains in the direction of axes of two mutually perpendicular systems of coordinates making angles of 45 deg. with each other,

are equal. Evidently, from the moment at which the increments of strain registered by gauges of a group begin to satisfy this condition, the concrete at the point in question can be assumed to have reached the solid state, since it follows the laws of deformation of an elastic solid.

The application of the methods described above has confirmed the validity of the theoretical assumptions made and proved the reliability of the methods. As it is shown in § 4, the points of beginning of hardening of concrete as determined by different methods, were in perfect agreement.

e) *Evaluation of the Volumetric Changes.*

Until recently, it was the generally accepted practice to correct for volumetric changes (due to shrinkage, to humidity, etc.) the readings of gauges embedded in the structure, by the aid of laboratory test specimens prepared of the same concrete as that used in the tested part of the structure. By measuring the deformations of such unstressed specimens there were obtained the values that were believed to represent the corrections which it was necessary to introduce into the readings of gauges embedded in the structure, to obtain the elastic strains. This method is entirely unsatisfactory, since the nature of the phenomena and the relative importance of the different factors attending the processes of setting and of hardening of concrete, are totally different for a small laboratory test piece and for a massive structure.

To obtain the results which actually represent the phenomena taking place in the interior of the structure, the test piece must be enclosed in the body of the dam, near to the corresponding group of gauges, in such a way so as, being in identical conditions as regards temperature, humidity, and hydrostatic pressure, as the concrete surrounding the gauges, at the same time to remain unstressed and free to undergo volumetric changes. The idea of such a test specimen within the dam is due to D. D. Golovatchev, C. E. The realisation of this idea was effected by the personnel of the Institute of Building Research, under the direction of the author. The procedure adopted is as follows: Beside the group of gauges there is embedded in concrete a hollow frustum cone, along the axis of which there is disposed a teletensometer. The cone has double walls, of which the outer is of wood and the inner of a loosely rolled sheet of thick cardboard, laid over a corrugated cardboard spacer. After the interior of the cone has been filled with wet con-

crete, the cardboard, as it was shown by preliminary tests in the laboratory, becomes so soft from excess water, that its presence can be entirely neglected. Thus there is obtained inside the mass of concrete a projection having the shape of a frustum cone, free to undergo volumetric changes and at the same time protected by the surrounding clearance from taking up any axial stress.

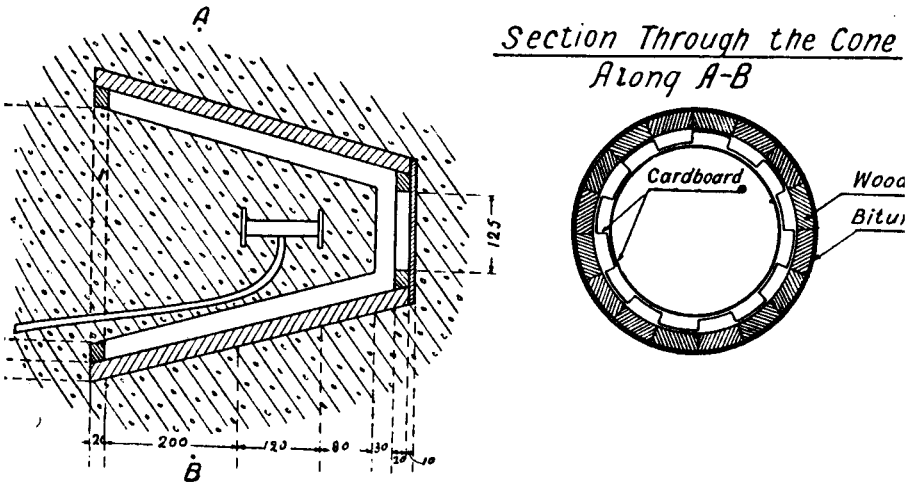


Fig. 6. — Cone for measuring volumetric deformations.

f) *Evaluation of the Amount of Plastic Flow.*

During the last few years the question of the plastic flow of concrete has received much attention both in the USSR and abroad *). As the experimental work on the Dnieprostroi Dam was planned to extend over a considerable period of time, the influence of the plastic flow could not be left out of account.

Notwithstanding certain drawbacks of the method, it was decided to carry out the measurements of the plastic flow on laboratory tests specimens, made of the concrete in which was embedded the given group of gauges.

It must be borne in mind that, since the concrete in the dam was to remain in humid condition, and the absolute magnitudes of the working stresses are low, viz.:

*) Nieländer. « Tests of Reinforced Concrete Structures ». Moscow, 1928. Journal of the American Concrete Institute, March, 1931.

unit stress due to the weight of the structure (upstream face) $n_{max} = 17$ kg/sg.cm

unit stress at maximum head ..... (downstream face) $n_{min} = 12$ kg/sg.cm

the increase in the amount of the plastic flow with time must be relatively small. Hence the possible error due to the conditions of storage of laboratory test specimens being different from those obtaining inside of the dam will be negligible.

g) *Computation of Stresses from Measured Strains.*

All the existing methods of experimental determination of stresses, with the exception of the optical method, are based on the measurement of strains. The evaluation of stresses necessitates the possession of exact values of the modulus of elasticity E and of Poisson's ratio ε. The stress-strain curve of concrete at first loading cycles is non-linear, i. e. E and ε are variable; hence, the determination of actual stresses arising in concrete at first applications of load is impossible. The problem is still more complicated owing to the fact that the elastic strains in a green concrete must be accompanied by an intense development of plastic flow *). By assuming E to be constant within a portion of the stress-strain curve there can be obtained only a conditional mean value of the stress in concrete.

To determine E and ε, simultaneously with embedding in concrete of each group of gauges there was prepared a series of laboratory test specimens in the shape of cubes 30 by 30 by 30 cm and of prisms 20 by 20 by 60 cm, made of concrete of the same bucket. To enable the measurement of strains in the interior as well as at the surface of the tests specimens, the prismatic specimens had a teletensometer embedded within, in the direction of the axis. The test specimens are stored in the laboratory at normal humidity conditions, and are subjected to periodic tests (after 7 days, 28 days, 3 months, 6 months, 1 year, and 3 years). The increase with time in mechanical strength is determined by the increase of the ultimate strength in compression of the cubic specimens.

The prismatic specimens are subjected to three consecutive cycles of loading, the specimens being loaded only up to the strain equal to the maximum strain registered by the corresponding group

*) Nieländer, « Tests of Reinforced Concrete Structures », 1928.

of gauges in the dam. The stress-strain curves of the third loading cycle, obtained by Martens' extensometer and by teletensometer inside the prism, are taken as basis for the determination of E and Σ.

As already stated, the adopted method of evaluation of stresses from the measured strains, by determining E and ε on laboratory test specimens, is open to objection. Nevertheless, this method is as yet only available, an independent determination of E and ε being possible only with pieces with a uniaxial state of stress.

3. THE TESTING EQUIPMENT AND THE CENTRAL STATION.

Passing now to a brief description of the equipment used in the investigation of the Dnieprostroi Dam, we ought to note that all testing equipment — from the gauges embedded in concrete up to the complicated measuring instruments of the central station — was built in the USSR, of home-made materials. The majority of instruments are of original construction and are being used for the first time. Still, notwithstanding the fact that the designing, making, and development of the instruments had to be carried out with great dispatch in field conditions, the energy of the investigators has enabled the creation of instruments ,which as regards the measuring qualities are all but inferior to the only instruments of the kind which at the time existed abroad, i. e. the Mc Collum-Peters telemeters.

a) *The Strain Gauges.* The type of strain gauge adopted as standard equipment for the measurement of strains in the interior of the dam, is the acoustical teletensometer which was specially designed for this purpose by Prof. N. N. Davidienkow. As it is seen on reference to Fig. 10, the instrument consists of a string placed in the field of an electro-magnet through the coil of which is passed an alternating current of audio frequency. By thus exciting the string we cause it to vibrate. The return currents produced in the windings of the electro-magnet by the free vibrations of the magnetized string are amplified and can be heard through a headphone or passed on to a loud-speaker. The variation in the pitch of sound emitted by the string is the measure of the strains within the given gauge length.

The gauge length of the teletensometer is fixed by two roughly finished iron crosses, screwed on to the threaded sockets in which

is invariably secured the string. To obtain the initial tension in the string, the crosses are forced asunder by a brass tube provided with a neck. When embedded in concrete, the device can be schematically represented by a string, stretched between two crosses fixed in concrete, and vibrating in a cavity. The brass tube acts merely as a protective casing, since, due to small stiffness of the neck, the efforts transmitted by the tube are, as it was shown by laboratory tests, negligible in comparison with those taken up by the crosses.

The teletensometer is provided with temperature compensation corresponding to the mean coefficient of linear expansion of concrete $\alpha = 9{,}8.10^{-6}$, so that the volumetric changes due to the influence of tempeerature are automatically excluded. The theoretical accuracy of reading is 0.1 kg/sq.cm. The actual accuracy varies from 0.5 kg/sq.cm to 1.0 kg/sq.cm, depending on the position of the pointer and on the generator tuning.

Another instrument which was specially designed for the tests is the cleft recorder, devised by the author. To make possible the connection to the central desk, the instrument was built on the acoustic principle.

The working range of the cleft recorder is 7 mm, the accuracy of reading being 0.01 mm.

b) *Temperature Registering Instruments.* The temperature registering instruments which were embedded in concrete together with the first party of the strain gauges, in the autumn of 1930, were the acoustical telethermometers, specially designed for the purpose by Prof. N. N. Davidienkow. The working of these instruments is based on the difference of the coefficients of linear expansion of a steel string and a brass sleeve encasing the string. The theoretical accuracy of measurement is 0.1°C. A considerable thermal inertia of the instrument, due to the presence of a number of air spaces between the tubes slid over one another, has necessitated the working out, towards the erection of the main body of gauges in 1931, of several other methods of temperature measurement. These methods consisted, on the one hand, of the application of resistance thermometers, made on site, and on the other hand, of putting to double use the windings of the electromagnets of the teletensometers. By connecting the windings to an a. c. circuit we caused the teletensometers to act as strain gauges. By passing through the same windings a direct current and by measuring the resistance we obtained the temperature. Such double use of the

instruments, introduced on the suggestion of the author, is of considerable economic importances (obviating the expenditure of valuable submarine cable for special thermometers), and has an incontestable advantage from the theoretical point of view, enabling the measurement of the temperature of concrete surrounding the given teletensometer. This last circumstance is of no small moment, especially when the instruments are disposed at places having a sharp temperature gradient (e. g. at the exterior faces).

c) *The Measuring Appliances.* The apparatus adopted as standard equipment for the measurement of pitch of tuning of the teletensometers, telethermometers, and cleft gauges, is the electric audio frequency generator, By smoothly varying the frequency of the alternating current there is reached a point at which the background of the generator and the string of a gauge in the dam will sound in unison (the sharpness of tuning is shown by the beats).

The resistances were measured by means of a decimal Wheatstone bridge, which ensured the accuracy of reading up to 0.2°C.

d) *Mounting of Gauges.* The doubly insulated with rubber, lead sheathed cables, were led out into the tested span through a side opening in the shaft. The mounts with the gauges secured thereto were erected at predetermined points, the cables were led up and connected to the gauges. To avoid damage during the placing of concrete, the cables were laid in wooden troughs, subsequently filled with hot bitumen and covered by planks. The object of the application of bitumen was to prevent the possibility of filtration along the trough after the rise of water in the upper reach.

During the placing of concrete the bucket opened at some distance from the gauges, to avoid the damage to, or spoil the orientation of, the gauges by the falling concrete. After some preliminary tamping of the concrete and the settling of larger aggregates, the concrete is shoveled up towards the gauges, the final embedding of which is done by the observer by hand. At the same time there are prepared the specimens for laboratory tests.

e) *The Central Station.* Since, following the progress of construction of the dam, the piers increased in height, the location of the central station had to be changed several times, depending on the progress of work.

During the winter of 1930-1931 the station was located within the formwork of the gallery of pier A, at elevation 30.50.

The permanent building of the central station stands on steel joists projecting from the concrete masonry of pier A at elevation 48.00. The building has two rooms, in one of which are located the switchboard, the storage batteries, and the motor-generator. In the next room, 3 by 4 m, are located all measuring instruments and the observer's desk, to which are connected the cables of the 204 gauges embedded in the dam. On the shelf of the desk are mounted the bridge and the generator.

4. FIRST RESULTS.

a) *Results of the Laboratory Tests.* The program of the laboratory tests included the testing of two series of specimens. The object of tests of the first series was to obtain the characteristics of elastic and plastic properties of the material (modulus of elasticity, Poisson's ratio, plastic deformations, etc.) required for the calculation of stresses from the measured strains in the dam; tests of the second series were intended to provide data on the mechanical properties of concrete in the structure — not so much from the point of view of absolute figures as from the point of view of the uniformity of their distribution over the cross-section of the dam.

The ultimate strength in compression of 30 × 30 × 30 cm cubic specimens affords the familiar conditional characteristic of the mechanical properties of the concrete *). The results of the laboratory tests show that, notwithstanding a continuous control of the materials used in the making of concrete and the automatic proportioning, the ultimate strength of the cubes corresponding to different groups of gauges varies between the following limits:

Age	Ultimate Strength in Compression, R. Kg/sq.cm	Average R. Kg/sq.cm
7 days	82-152	120
28 days	148-252	205

i e. the variation from the mean values attains in individual cases from 25 % to 40 %.

The variation of the values of the modulus of elasticity of concrete in compression determined on prismatic specimens 20 ×

*) The quantity of Portland cement used at different stages of construction of the dam varied from 265 Kg/m³ to 300 Kg/m³.

20 × 60 cm by the method indicated above, was also found to be very considerable. The averages corresponding to the groups of gauges Nos. 1 to 15 are given in the following table :

Age	Modulus of Elasticity Kg/sq.cm	Poisson's ratio Kg/sq.cm
7 days	228.000	—
28 days	306.000	6,7
6 months	343.000	—
1 year	371.000	5,5

The values of ε obtained on laboratory tests specimens cannot be directly used as a criterion of the mechanical and the elastic properties of the material in the dam. The process of hardening of concrete in the structure takes place under conditions less favourable than it is the case with the laboratory tests specimens at normal wet storage. Parallel tests of normal control cubes and of specimens prepared from pieces of concrete bored out from the body of the dam, made in the Mechanical Laboratory of the Dnieprostroi, show that the strength of concrete in the dam at three months is, on the average, only 95 % of that of the laboratory specimens, the difference increasing with age. Hence, in attempting to reduce the measured strains in the dam to stresses, the values of E_{concr} obtained with prismatic specimens must be reduced by an appropriate amount.

b) *Results of Measurements on the Dam.* The scope of this article does not permit a detailed discussion of the abundant test material now at our disposal. The graphs given below have mainly the purpose of acquainting the reader with the character of the results obtained.

I. *The Temperature Regimen.* In Fig. 27 is represented a typical graph of the variation of temperature during the initial stage following the placing of concrete. The sharp bend in the curve, registered by all gauges of the group, indicates the moments of the beginning and of the end of setting of the concrete. The subsequent rise of temperature is due to the additional heat provided by the upper layers, the setting of which takes place later.

Concluding our brief discussion of the results of temperature observations we will note that the second sharp bend, Fig. 27, in the graph, corresponding to the beginning of the hardening of concrete, is observed from 10 to 12 hours after the placing of concrete. The maximum temperature is registered by different groups of

gauges after different intervals of time, varying from 1 to 5 days, depending on the distance of the gauges from the external surfaces, and on the rate of placing of concrete. The observed absolute values of initial temperature rise are from 17°C to 20°C. It is to be noted that the gauges were, as a rule, located only in the lower portion of the blocks. At the centre of the blocks the temperature rise must have been higher.

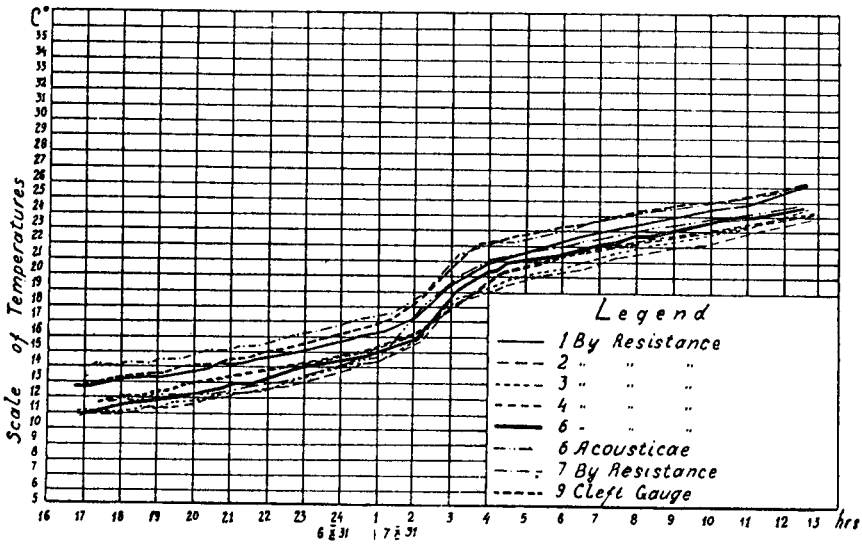


Fig. 7. — Variation of Temperature during the first Hours after Placing of Concrete (Group N° 13).

2. *Strains.* To facilitate the reduction of the observed strains to stresses when the value of E is not known beforehand and varies with time, the graphs represented in Figs. 29 to 33 below were constructed by the method adopted by the Structures Testing Division of the Institute of Building Research. According to this method there are laid off along the x-axis the time, and along the y-axis the unit strain -i $\times$ 10^5. Hence, given a value of the modulus of elasticity of, say, E = 3.10^5 Kg/sq.cm, to reduce the strains plotted graph to stresses it is only necessary to multiply by 3 the figures of the y-scale.

In Figs. 8 to 10 are represented the graphs of *combined deformation* for the groups Nos. 3, 13 and 14. The numbering of the differently oriented gauges in the groups may be gathered from the scheme in Fig. 8.

When analysing the graphs of Figs. 8 to 10 it ought to be borne in mind that the free temperature strains are not included

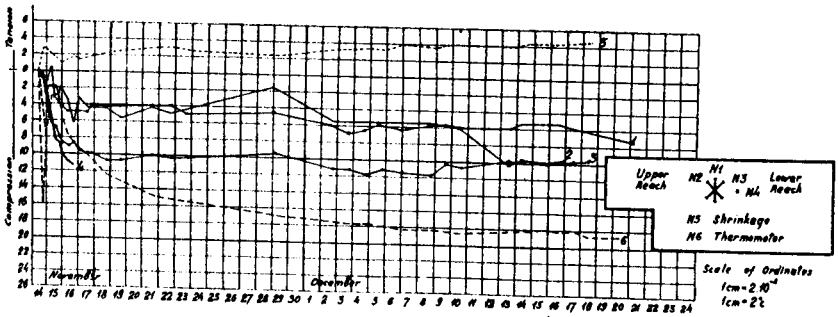


Fig. 8.

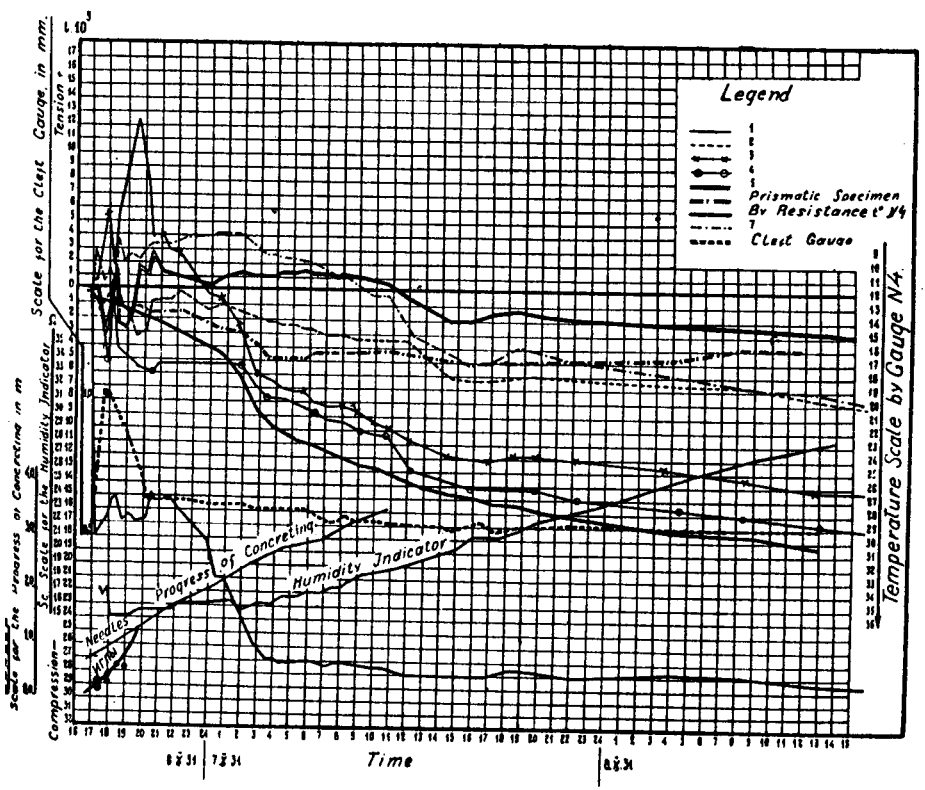


Fig. 9.

in the values plotted, since, as already stated, all teletensometers are provided with compensation.

The general trend of the graphs in Figs. 8 to 10 indicates that the strains registered by all gauges very distinctly follow the variation of temperature. Such trend of the graphs is an indubitable

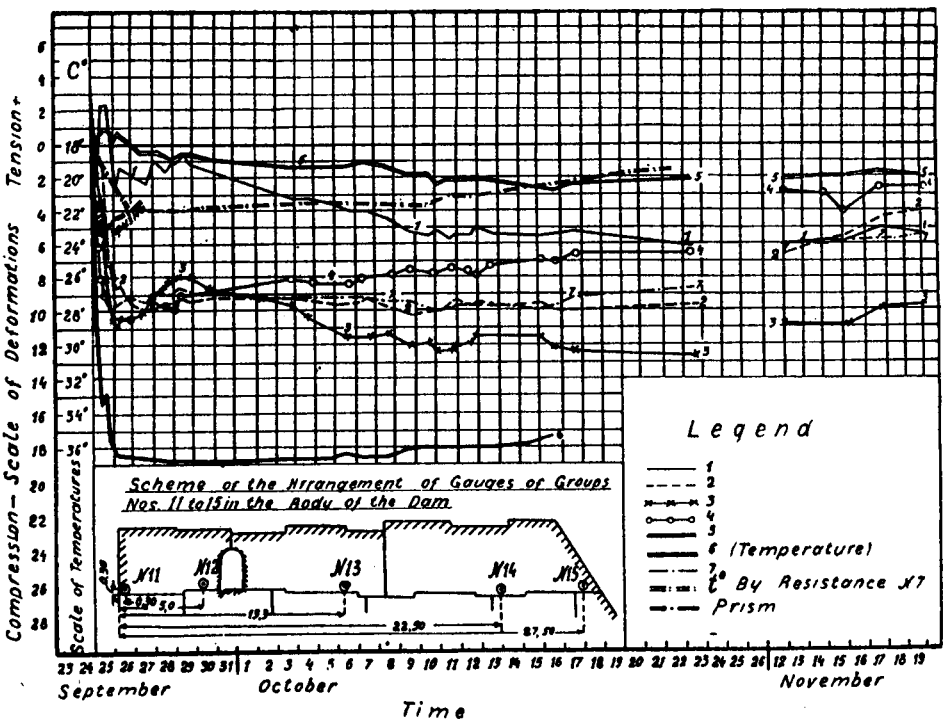


Fig. 8. to 10. — Strains registered by Instruments of Groups Nos. 3, 13 and 14.

evidence of the fact that the initial stresses observed are mainly due to the rise of temperature.

Passing now to an analysis of the *absolute values* of the combined strains set up during the initial stage, Figs. 8 to 10, it must be noted that these strains are by far greater than the strains which, according to calculations, are to be expected when the water level in the upper reach will be raised to the maximum height and the gates lowered. This may be easily seen from the order of values obtained from the graphs. The modulus of elasticity of concrete at from 1 to 3 months may be taken, with the appropriate

reduction, equal to from E = 275,000 to ε = 300,000 Kg/sq.cm. By multiplying by three the figures of the vertical scale in Figs. 8 to 10, the magnitudes of the actual stresses set up in the concrete during the initial stage are seen to be of the order of 30 Kg/sq.cm to 40 Kg/sq.cm. These are the figures that are to be compared with the calculated stress 12 Kg/sq.cm at maximum load. It should

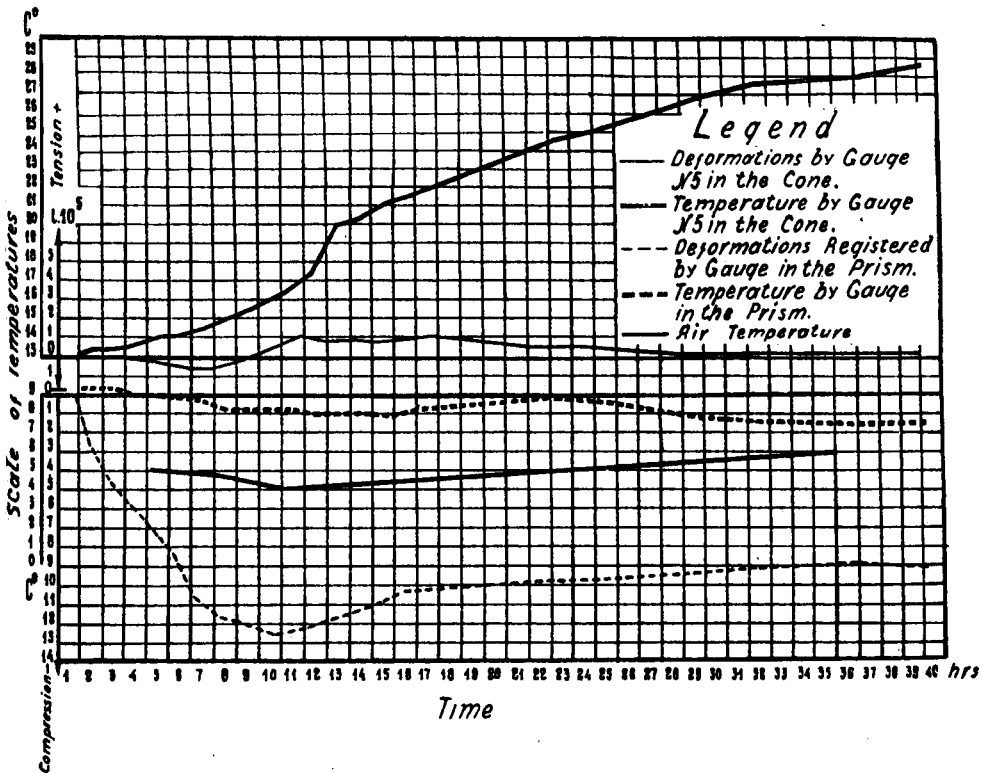


Fig. 11. — Comparison of Volumetric Deformation of Concrete in the Dam (the Cone) and in the Prism (Group N° 11).

be noted that the observed strains occur in a green concrete which has not acquired its full strength, while the maximum calculated stress 12 Kg/sq.cm refers to the concrete at an age of 1 ½ to 2 years.

The effect of the initial stresses is so powerful that in the graphs of Figs. 8 to 10 it is almost impossible to notice the influence of the increase of the load due to the weight of one to two upper blocks added during the same period, corresponding to a

calculated increments of stress of from 1 Kg/sq.cm to 2 Kg/sq.cm for the vertical teletensometer N° 1.

Proceeding to an analysis of the *volumetric strains* it is to be noted that the readings of the cleft gauges placed at the expansion joints show an initial compression, which is changed to tension (opening of the joint) only in the case of gauges situated near the outer faces. The cleft gauges situated in the central portion of the cross-section do not show any opening of the joint even after the lapse of a considerable time after the placing of concrete.

The readings of the cleft gauges are in good agreement with the results obtained with teletensometers N 4 directed along the axis of the dam, The readings of gauges N 4 reveal the presence of very considerable compressive strains, although by calculation such strains are not to be expected at all. The absolute values of these strains depend on the position of the group in the cross-section of the dam. In the group N 3, situated at the central portion of the block, where a considerable rise of temperature was observed, the strains registered by the N 4 gauge are larger than those registered by other gauges of the group. As it is shown by calculations, the strains registered by N 4 gauge correspond to stresses that would be brought about by a rise of temperature, on the assumption of an absolute rigidity of the adjacent portions of the structure. The observations made during the winter of 1930-31 show that the trend of the graphs of the N 4 gauges closely follows the gradual drop of temperature within the block. This fact, together with the results of measurements with the cleft gauges, indicates that the block hardens in a dilated state, and that a large portion of the temperature rise occurs in the concrete that is already able to take up stress, thus causing the setting up of the initial stresses. The subsequent cooling does not produce any opening of the expansion joints, and only reduces the initial compressive stresses along the axis of the dam.

Of exceptional interest are the results of comparison of the readings of teletensometers embedded in the concrete cone in the dam and in the prismatic test specimen prepared simultaneously with the placing of concrete around the given group of gauges, Fig. 11 and 12. During the taking of the readings the prism was placed in the open air outside the central observation station. While for the prism there is obtained a reduction of linear dimensions by an amount near to that given in the Standard Specifications ($i = -15.10^{-6}$), the gauges within the cone show a small stensile strain.

From the point of view of checking up the truth of the opinion that the absolute value of initial volumetric changes depends on the relative importance of different factors attending the setting and the hardening of concrete, it is of interest to compare the deformations in the prismatic test specimens, Fig. 11 and 12. In group N 11 the rise of temperature in the core of the prism was negli-

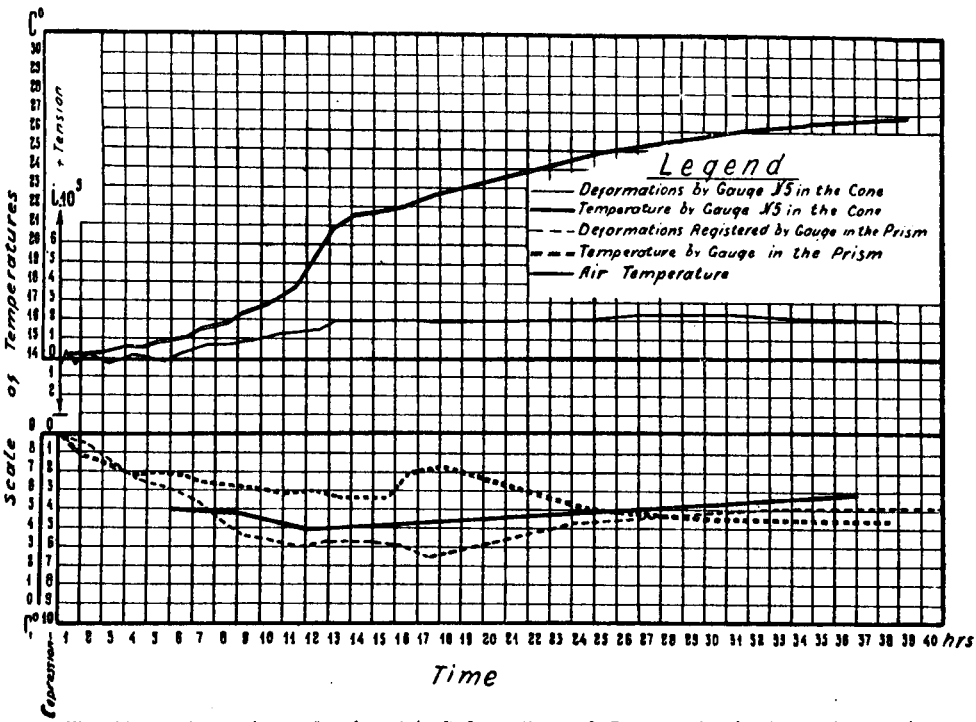


Fig. 12. — Comparison of volumetric Deformations of Concrete in the Dam (the Cone) and in the Prism (Group N° 12).

gible, Fig. 11 and the initial deformations were almost exclusively due to surface drying. As a result there is observed a marked reduction of linear dimensions, $i = 13{,}5.10^{-5}$, Fig. 11, which is near to the figure given in the Standard Specifications. In the case of the prism of group N 12, thanks, evidently, to a better protection against the loss of heat by radiation, there was observed a rise of temperature in the core up to 5°C, which brought about an increase in volume. The combined effect of this cause and of the boundary factors acting in the opposite direction, has resulted in that the absolute magnitude of initial deformations in the prism of group

N 12 ($i = 6.5.10^{-5}$) was found to be two times less than in the prism of group N 11 ($i = 13.5.10^{-5}$).

On the basis of the observations made during the autumn and the winter of 1930-1931 there may be stated the following conclusions as regards the behaviour of the structure at the initial stage of its existence:

1. The estimation of the initial volumetric changes as specified in the Standard Specifications, on the basis of laboratory tests of small specimens, gives no true indication of the actual nature of the phenomena taking place in massive structures. Further research is needed to clear up the quantitative side of the problem, and to provide a reliable experimental basis.

2. In massive concrete and reinforced concrete structures there arise, during the initial stage of their life, very large initial stresses, which are especially undesirable in view of their occurrence in a green concrete, which has not yet attained its normal strength. The principal factor contributing towards the setting up and the development of such stresses is the rise of temperature at the core.

In designing such structures in which, by the nature of their future service, the formation of cracks is unpermissible, special provisions must be made to prevent a rise of temperature.

SUMMARY

Description of a large experimental investigation being now carried out by the State Institute of Building Research (Moscow) on the Dnieprostroi Dam, with the purpose of evaluating the initial stresses that are developed in large masses of concrete (39,5 × 42 × 45 m) during the setting and hardening of the latter, as well as with the purpose of obtaining information as regards the behaviour of such blocks under normal operating conditions.

Statement of principles of measurement (control of volumetric changes, determination of the beginning of the working stage of concrete). Description of specially designed instruments and testing equipment being now used for the first time.

The results of observations show that in green concrete considerable initial stresses are developed which largely exceed the calculated ones. Control of volumetric strains (« shrinkage ») according to the provisions of the Standard Specifications does not agree with actual processes taking place in large masses of concrete during the first stage of life of the structure.

ZUSAMMENFASSUNG

Beschreibung einer umfangreichen Untersuchung, die zur Zeit an der Dnjeprstauanlage vom Forschungsinstitut f. d. Bauwesen ausgeführt wird und die den Zweck hat, die Anfangsspannungen die in grossen Betonmassiven (39,5 × 42 × 6,5) beim Abbinden und Erhärten auftreten, zu erfassen und die Arbeit der Gewichtsstaumauer unter normalen Betriebsbedingungen zu beobachten.

Darlegung der Messungsverfahren (Kontrolle der Volumenänderungen, Bestimmung des Arbeitsbeginnes des Betons), Beschreibung der Geräte und der Messapparate, die speziell für diese Untersuchungen angefertigt und zum ersten Mal angewandt wurden.

Die Beobachtungsergebnisse zeigen, dass im jungen Beton sehr grosse Anfangsspannungen entstehen, die die berechneten Spannungen bedeutend überschreiten.

Die normgemässe Berücksichtigung der Volumenänderungen (Schwindung) entspricht durchaus nicht den tatsächlichen Erscheinungen im Inneren eines Betonmassives, in der ersten Periode nach seiner Ausführung.

RESUME

Description d'une expérience grandiose exécutée par l'Institut Expérimental de Construction de l'U.S.S.R. sur le barrage du Dnieprostroy, ayant pour but l'étude des sollicitations primaires, qui se développent dans de larges masses de béton (39,5 × 42 × 6,5 m) durant la prise et le durcissement de ce dernier, ainsi que l'observation de leur travail dans des conditions normales de l'exploitation.

Exposé des principes de mesure (contrôle des changements volumétriques, définition du moment où le béton commence à travailler). Description des instruments et des dispositifs de mesure, spécialement construits pour les essais en question et employés ici pour la première fois.

Les résultats des observations montrent le développement dans le béton frais de sollicitations primaires très considérables qui sont de beaucoup plus fortes que les sollicitations théoriques obtenues par le calcul. Le contrôle des déformations volumétriques (« retrait ») d'après des normes donne des résultats qui diffèrent complétement des phénomènes réels qui ont lieu à l'intérieur des masses de béton dans la première période de l'existence de l'ouvrage.

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

1ER CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1b RAPPORT GÉNÉRAL

Influences causing Distortions in Gravity Dams.

By Bo HELLSTROM, M.I.Struct.E., A.M.Inst.C.E.

Consulting Engineer, Vattenbyggnadsbyran, Stockholm and Rendel, Palmer and Tritton, London.

Eighteen reports from eleven countries have been submitted on Question 1 b « Influences causing distortions in Gravity Dams », and on broad lines these papers can be divided into the following five groups :

I. Measurement of distortions, and instruments used. Reports N°s 12 (parts), 13, 7 and 42.

II. Causes of distortion such as influence of temperature variations, etc. Reports N°s 9, 41, 12 (part), 11, 6, 43, 44 and 15.

III. Theories. Report N° 10.

IV. Laboratory experiments and tests. Reports N°s 8, 16 and 38.

V. Details of design. Report N° 14.

Although some of the papers deal with more than one of these headings, for the sake of convenience and lucidity I will examine them in the groups indicated.

I. Measurement of distortions, and instruments used.

Report N° 12 (part) : Deformationsmessungen an Staumauern (Switzerland).

W. Lang.

During the last decade or so observations have been made of the movements of a number of concrete and masonry dams of varying design in Switzerland. Measurements were carried out by triangulation, and this method, which shows a surprisingly high degree of accuracy, was worked out by Messrs. H. Zeolly and W. Lang of the Eidgenössischen Landestopographie in Switzerland. It is mainly due to this pioneer work that we have today some knowledge of the movements of high dams over considerable periods of consecutive years.

The instruments used for the observations were high precision theodolites equipped with microscopes for reading the angles to a fraction of a second of an arc. In addition the vertical movements were determined by levelling of high precision. Generally the initial measurements were made as soon as possible after completion of the dams, and were repeated when the water level of the reservoirs had been raised. Readings were then made at intervals of a few years so that the final result covers a considerable length of time.

The results of the measurements can be summarised as follows :

a) The horizontal deflection was small and generally did not exceed a maximum value of 25 mm.

b) All the dams investigated showed a considerable permanent deflection.

c) The downstream movement of all the dams was continuous over a period of years (3 mm. in 6 years at Amsteg).

d) The maximum deflection between no load and full load after six years was less than at the initial measurements (Amsteg).

e) Generally the foundations had not moved but in one case displacements all along the foundation were registered (Rempen). Also in the case of a single arch dam the abutments had moved appreciably (10 mm. La Jogne).

f) Vertical movements were noted but were independent of the water level of the reservoir. At one dam the loss of the chemical heat of the concrete was followed by a small settlement of the crest ; later on the temperature variation appeared to be the only factor of impor-

lance (Rempen). Over a period of four years the crest of another dam settled 3,5 mm. and the foundation 2 mm. (Schrach).

The author has devoted the greater part of his paper to the methods of measuring the distortions which take place under various conditions, and he emphasises the fact that it is necessary to continue the measurements over a period of many years to obtain a complete record.

The methods used in Switzerland of determining the movements may be divided into the following groups :

A. — The instruments are placed on or in the dam for :

a) measurement of distances by micrometer or extensometers ;

b) measurement of inclination by clinometric scales ;

c) pendulum measurements.

B. — The instruments are placed in fixed positions near the dam for investigation according to :

a) alignment methods ;

b) trigonometrical methods.

The various methods and the instruments used are described, the accuracy estimated and the advantages and disadvantages presented.

Report N° 12 (part) : Einfluss der inneren Temperatur und Deformation der Schwergewichtsmauer (Switzerland).

A. Kaegi and H. Juillard.

Whilst the trigonometric method of measuring the distortion, giving an accuracy of about 0.5 to 1.0 millimetres, is suitable for registering the movements of high dams, it cannot be expected to be equally suitable for dams the height of which is some 30 metres or less ; neither can it be used for the lower and thicker portions nearest the foundation of any dam, where, of course, the deflection is very small. A new method has therefore been worked out by the authors, and was used at three dams for the Oberhalsi Hydro-Electric Scheme, i. e. at the arch dam at Spitallamm (built 1928-1931, height 114 m.), and for the gravity dams at Gelmer (height 30 m.) and Seeuferegg (height 30 m.). The dam at Spitallamm was constructed in separated segments which, during the period of construction, were used as gravity dams under a pressure of 90 metres.

The instruments used were clinometric scales (Juillard) and vertical pendulums. By the former the deformation of the downstream

side of the dam and of the interior in the galleries of revision were observed. The latter registered the horizontal projection of the trajectory described by some points of the middle section of the dam in function of time.

The accuracy attained in measuring the deflection was 0.1 millimetres for the total height of the dam.

Report N° 13 : Verformungsmessungen an der Staumauer Garichte der Kraftwerke Sernf-Niederenbach bei Schwanden, Kl. Glarus (Switzerland).

F. Boesch and M. Ros.

Extensive measurements were undertaken of the movements of the gravity dam at Garichte for the hydro-electric scheme at Sernf-Niederenbach, wich was constructed in 1930-31. The dam, which is 58 metres in height, was built of concrete blocks of the following dimensions : height 1.20-1.80 metres, length 10-15 metres and width 10-15 metres.

The paper contains a summary of the methods and instruments used for these measurements.

Report N° 7 : Deformationsmessungen an Osterreichischen Talsperren (Austria).

Dr Herman Grengg.

Observations of distortion in the following four gravity dams in the Austrian Alps have been carried out :

1. South Dam at Spullersee, height 34 metres.
2. North Dam at Spullersee, height 24 metres.
3. Dam at Tauernmoosboden, height 27 metres.
4. Dam at Pack, height 32 metres.

The reasons for the measurements, which were carried out by trigonometric methods, were twofold : firstly, to observe the distortion immediately the water pressure had been raised against the dam and so make an immediate check on the stability ; and, secondly, to obtain confirmation of the stability by repeating the observations at regular intervals over a considerable number of years.

The results were as follows :

1. *South Dam at Spullersee.* — Comparison was made with the dam in 1924 before raising the water level, in 1925 with the reservoir partly filled, and in 1926 with full water pressure. No vertical

movements were observed, and the horizontal deflection was 1 to 2 millimetres both at the crest and at the foundation of the dam.

2. *North Dam at Spullersee.* — No movements were observed.

3. *Dam at Tauernmoosboden.* — Comparison was made between the dam without load in 1928, and under full water pressure in 1929. The vertical movements amounted to 1 to 2 millimetres up and down, and were evidently caused by temperature variations and possibly by shrinkage. The horizontal deflection was a little over 1 millimetre.

4. *Dam at Pack.* — Comparison was made with the dam without load in May 1931, with full water pressure in the summer of 1931, and again with no load in May 1932. There were no vertical movements and the horizontal deflection was 1 to 2 millimetres, two-thirds of which remained permanent after the reservoir was subsequently emptied.

Report N° 42 : Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren (Austria).

Dr Ing. Karl v. Terzaghi.

The author suggests a new method of measuring distortion. He proposes that the vertical movement be measured by fixing vertical standpipes filled with water along the crest of the dam, the variation of the water level being observed. By having one standpipe placed on fixed ground at each end of the dam, it is possible to make corrections for possible leakage in the pipes, evaporation, etc. By similar arrangements in the lower part of the dam the distortion can also be observed there with an accuracy of 0.1 millimetres. The observation of the horizontal deflection, it is suggested, should be done by heavy pendulums, the length of which should be some 4 metres. It is not stated whether this method has yet been used.

II. Causes of distortion such as influence of temperature variations, etc.

Report N° 9 : Influence de la température interne et déformation des barrages-poids (France).

A. Coyne.

This is an interesting paper in which the author describes the methods and measuring appliances used in France for observing deformations and temperature variations. Details are given of inves-

tigations of a number of French dams, amongst which may be mentioned Grosbois, Eguzon, Crescent, Saint-Marc, Bromme and Vezins. The resume of investigations on the dam at Grosbois, which was built in 1831, is particularly interesting. This dam was the subject of observations by Bazin as far back as the period of the ten years preceeding 1862, in which year he published the results.

The instruments used have been described, and results given, in the appendices attached to the report.

Some of the conclusions drawn by the author are as follows :

The deformations of dams and foundations show a certain delay in relation to the cause of deformation, i. e. the rise and fall of the water level. This refers to the elastic, and not to the permanent, deformation. The co-efficient of elasticity of both concrete and foundation therefore varies with time, so that the deformation at a given moment depends upon the previous history of the structure.

As the deformations are greater than those calculated from common theory it must be inferred that there is some cause which has not yet been taken into account, possibly the saturation and subsequent swelling of the upstream facing which takes place when water is raised on to the dam.

The measurement of local deformation brings out important divergencies between the various measuring appliances, these divergencies being function of the position of the instruments and the time of measurement. These phenomena appear to be due to the presence in the concrete or foundation of stronger portions which take up the load first of all, and to a kind of « ankylosis » of the construction, which gradually gives as the load makes itself felt, the most strongly stressed parts passing on part of their fatigue to the adjacent parts ; in other words, the field of constraint is not continuous and varies with time.

The presence has been particularly noticed of inactive zones — void deformations — which appear to be outside the field of constraint.

Report N° 41 : Temperature Straining in thick concrete dams (Norway).

Prof. Frederik Vogt.

Whilst the maximum rise in temperature is governed by heat evolved during the first weeks after the concrete is deposited, Portland cement continues to produce heat during hardening for a period

of six months or longer. The author gives a clear account of the effect which different speeds of depositing concrete have on the temperature rise, and also of how far temperature variations of the atmosphere will penetrate into the concrete.

An interesting part of the report deals with experiments carried out on rubber models of dams. As it is difficult to force a shrinkage upon a model dam, a lengthening of the model foundation by external force was introduced and the strain in the dam was investigated by comparing photographs taken before and after the lengthening forced on the foundation. The strain due to uniform cooling reached zero in the longitudinal direction (parallel with the axis of the dam) at a distance from the foundation of 0.4 to 0.5 times the distance between the contraction joints. In the transverse direction the strain was negligible at a height of 0.4 to 0.5 times the base thickness from the foundation.

Report N° 12 (part) : Auscultation thermique des barrages (Switzerland). Prof. Dr P. Joye.

Electrical thermometers used for measuring the temperature in concrete have been subjected to a careful investigation, and an interesting detailed description of the instruments is given in this paper. Further, the author discusses the most suitable distribution of the thermometers through the dam, the best way of erecting them, and he also gives some useful advice as to the method of reading them.

The following table of the maximum temperatures observed may be quoted.

Position	Temp. at the commencement. ° C.	Temperature. Maximum ° C.	Hours after commencement.
In the centre of a large mass	20	37.8	66
1 metre from the surface of a large mass	20	35.6	84
In the centre of a large mass	2	19.5	192
2 metres from the surface of a large mass	2	16.0	210
0.15 metre from the surface	23.5	34.0	84

The rest of the report is devoted to a discussion of the cooling down of concrete, the transmission of heat, and other factors in connection therewith.

Report N° 11 : On the effect of internal temperature and deformation of a gravity dam (Japan).

EIICHIRO ISHII.

This report contains an interesting and detailed description of measurements and observations taken at the Komako Dam on the Sho River in Japan, in which country there are about thirty dams all over 25 metres in height, the Komako Dam being the most recently built and highest (78 metres).

28 thermometers were used and it is of special interest to note the difficulties experienced with the working of the instruments. The maximum temperature measured was 55° C. and the maximum temperature rise was 30° C. The latter figure was recorded in concrete with 210 kg cement per cub. metre of finished concrete. The observations, which were carried out over a period of several years, have been closely analysed, and practical formulae of the maximum and minimum temperatures have been worked out for points at different distances from the surface.

By measuring the width of the contraction joints under different conditions, it was found that the co-efficient of expansion of the dam was only about half of that for ordinary test pieces. Swelling due to the absorption of water was also apparent after the reservoir level had been raised. Close investigations of the masonry revealed hair cracks in two of the blocks, evidently caused by unequal temperature variations on account of the blocks being of an irregular shape due to the slanting foundation.

In the middle of the dam the contraction joints were placed 27 metres apart and were discontinued at a certain distance below the crest. The appearance of vertical hair cracks in this portion of the dam has proved that the distance between the joints was too great and also that they should have been carried down to the foundation.

At the end of the paper the author puts forward some useful and interesting suggestions and notes as to the design and construction of gravity dams, and he is to be congratulated on the candid statements he has made in connection with the results of the observations.

Report N° 6 : Deformationen in Gewichts-Staumauern (Germany).

Dr Ing. E. PROBST.

The author describes the measurements carried out on the dams at Schluchsee and Bleiloch, both about 60 metres in height. The instrument used was a « Telemeter », which is a combination of an electrical strain gauge and a thermometer, the latter also serving for the correction of the influence of variation in temperature on the gauge. The rise in temperature was about the same for both dams, and varied from 24° C. to 31° C. according to the position of the thermometers. At the Bleiloch dam the maximum temperature rise was in the middle of the dam, whilst at Schluchsee the greatest rise was near the upstream surface where the richest concrete had been deposited. The strain measurements showed a marked influence from the temperature, and in the middle of the dams there was a continuous shrinkage taking place, whilst nearer to the surfaces the variation in length, as measured by the telemeters, changed from elongation to contraction after three to six months.

At the end of this interesting report the author deals at some length with the calculation of stresses as estimated from the measurements, and finally draws some practical conclusions. In the author's opinion the distance between vertical contraction joints for dams of about 50 metres should generally not be more than 15 metres, and for very high dams possibly not more than 10 metres.

Report N° 43 : Internal temperature and deformation of masonry dams (U.S.A.).

I. E. HOUK and B. W. STEELE.

This report contains tables which summarise observations of temperature variations in American dams up to 1931, and, in addition, some of the latest experience gained at a couple of new dams is described. The maximum temperature registered in the Owyhee dam was 52° C. and the maximum temperature rise on account of heat generated by the setting of the cement was 36.5° C. The corresponding figures for the Ariel Dam in Oregon were 62° C. and 39° C. respectively, for concrete containing one barrel of cement per cubic yard of finished concrete.

Laboratory investigations showed that the diffusivity constant for concrete (the thermal conductivity divided by the product of density and specific heat) varies between 0.020 and 0.050, this wide varia-

tion being mainly due to differences in the thermal properties of the coarse and fine aggregates. The diffusivity constant is therefore mostly dependent upon the conductivity, whilst the values of density and specific heat were comparatively uniform for all the different concretes studied.

The difficulties so often experienced in analysing temperature data are dealt with, and the causes defined. Most engineers concerned with measurements of temperature inside dams have no doubt also found that it is hard to obtain suitable thermometers, and the design of an inexpensive and suitable type is described. Details of a modified type of electric resistance strain meter are also given. Finally, the extensive arrangements made at the Owyhee Dam for measuring temperature, strain in various directions and width of contraction joints, are also outlined.

A bibliography accompanies the report.

Report N° 44 : An investigation of strain and of temperature in the concrete of the Dnieprostroy Dam (U.S.S.R.).

Prof. G. A. Nielander.

It is probably true to say that the hydro-electric scheme in Europe which has attracted most attention during the last few years is the Dnieprostroy Hydro-Electric Scheme, recently completed by the Soviet Government. The dam is 1.000 metres in length and 52 metres in height. The installation in the power house consists of 9 turbines and generators of 60.000 kW each, the total load capacity being 540.000 kW. There is also a ship canal with three locks, and the amount of concrete poured was probably the biggest so far in any dam in Europe.

Urged by the demands of the large future hydro-electric developments in the U.S.S.R., the Institute of Building Research (Moscow) carried out an extensive series of experiments and observations on the Dnieprostroy Dam during 1930-1932. Measurements were taken in the dam, which is composed of concrete monoliths 42 metres high, 39 metres wide at the base and 6.5 metres thick. The instruments used were Teletensometers and specially designed acoustical Telethermometers.

The temperature rise varied between 17 and 20° C. As a rule the thermometers were located in the lower portion of the blocks, and the temperature rise at the higher level may therefore have been greater.

At the end of the paper the author points out the difficulty of applying results gained from laboratory tests with small specimens in calculations of actual construction work. An estimate is made of the large initial stresses set up during the first stages of the construction work, due to the uneven rise in temperature through the mass.

Report N° 15 : Temperature Cracks in Barrages and Dams, with special reference to the Nag Hamadi Barrage (Egypt).

N. Ibrahim Bey.

All the dams in Egypt have been affected by variations of temperature which have resulted in cracks. This has been particularly noticeable in the Assouan Dam, and Assuit and Esna Barrages, constructed in the hottest zone of Egypt, but it was also evident in the Zifta Barrage in Lower Egypt — although in a lesser degree — where the variation is more equable.

With the exception of the second heightening of the Assouan Dam no special measures have been taken to counteract the influence of temperature variations, and not even the newly constructed Nag Hamadi Barrage has been provided with contraction joints. The paper gives an interesting account of measurements of a number of cracks in the last mentioned dam, the work on which was started in October 1927 and completed in November 1930. During 1930 special observations were made every five days by micrometer readings of the width of the cracks in two of the arches.

Engineering science would greatly benefit if writers on technical subjects, like the author of this report, were less afraid of stating facts which may be interpreted as a weakness of design or construction.

III. Theories

Report N° 10 ; Influence de la temperature interne et des conditions physiques sur la stabilité des barrages en béton ou en maçonnerie (France).

A. Haegelen.

Necessary as are practical measurements, it is equally important to interpret observations in terms of mathematical deductions. In this report the author specially considers the temperature change

caused by the setting and hardening of cement, by atmosphere and water and by shrinkage of concrete. In regard to the cooling down of concrete some striking figures have been calculated. Assuming that the temperature of the atmosphere is constant and that a concrete block, at a certain moment, has a certain temperature above the surrounding temperature, the following time would be required for the block to cool down, so that the temperature difference between the inside of the block and the surrounding atmosphere would be one-fifth of the original difference :

Thickness of concrete in metres.	Time.
1	5 days
5	4 months
10	1 year 4 months
20	5 years 5 months

With reference to the influence of the temperature variations in the atmosphere, it is suggested that they can be represented by two sine curves, one with a period of a year and an amplitude of the difference between maximum and minimum of the daily average temperatures, and the other with a period of 24 hours. For water it is assumed that there is only one curve with a period of a year. The influence of the drop in temperature on the surface of the concrete is described, and also the effect of wind.

Although the latter portion of the report deals with arch dams, which do not come under Question 1 (*b*) some of the statements are of general interest.

It is pointed out that until quite recently the practice universally adopted has been to regard as entirely separate phenomena, the shrinkage, variation in temperature, and change of elastic properties, all of which affect the volume of concrete. In practice, however, this hypothesis has led to such absurd consequences that the results of these calculations have not always been taken seriously, and are often disregarded altogether. It seems as if the shrinkage of a statically indeterminate structure differs from the shrinkage of a concrete block free to move in all directions and without any external load, and this difference is such that the stresses due to shrinkage will be diminished. The modulus of elasticity seems to vary according to whether the load is applied suddenly or gradually, or whether the physical conditions which create stresses vary rapidly or slowly. When the load is gradual the modulus of elasticity seems to be lower than is generally recognised, and it may also be less for moist than for dry concrete. The result is that the structure will

adapt itself to the load, and a reduction will take place in the stresses, especially in those depending on shrinkage and variation of temperature.

IV. Laboratory experiments and tests.

Report N°. 8 : *Thermische Daueruntersuchungen an abgebundenem Zement, (mit Nachtrag). (Austria).*

Prof. Dr. E. Abel, Prof. Dr. P. Fillunger,
Priv. Doz. Dr. O. Redlich, Dr. Ing. R. Sandri.

For the purpose of their report, the Austrian National Committee has carried out a series of experiments in regard to the heat generated by neat cement during the period of hardening. Special attention was paid to the fact that the observations had to be carried out over a period of several months, and the apparatus used were designed in order to obtain a specially high insulation against heat transmission through the calorimeter, a small difference in temperature between the calorimeter and the surroundings, and, for the purpose of accurate calculations, a definetely ascertainable temperature of the surroundings.

Immediately after the cement had begun to set, the rise in temperature was so great that it could not be accurately measured by the method employed. The rise during the first 33 hours after the cement had been mixed with water was, however, more than 100° C. The details of the temperature rise after 34 hours up to 98 days, and also the heat developed during this period has been given in the supplementary report, the main result of which can be summarised as follows : —

Time after mixing with water.	Average increase in temperature per 24 hours.
34 — 48 hours	26.1° C.
2 — 3 days	14.3
3 — 4 »	9.5
4 — 5 »	5.0
5 — 10 »	1.84
10 — 20 »	0.91
20 — 30 »	0.42
30 — 40 »	0.39
40 — 50 »	0.29
90 — 98 »	0.10

The total rise in temperature three months after the time the cement and water had been mixed was over 180° C. and even after three months the heat developed was about 0,07 kgcal per kg of cement, dry weight, per 24 hours. An analysis of the cement used is given in the report.

Report N°. 16 : *Vorschlag zur Durchführung von Serienversuchen behufs Bestimmung des Schrumpfens von Beton, mit besonderer Rücksicht auf das diesbezügliche Verhalten des Gussbetons.* (*Hungary*).

HUGO LAMPL., KGL. BAURAT.

This report contains a suggested programme of shrinkage tests with large size concrete beams so as to ascertain the influence of the proportions of water and cement, as well as the effect of the composition of the gravel, and the method of treatment of the concrete.

Report N°. 38 : *Studies on shrinkage of concrete.* (*Sweden*).

G. S. LALIN and N. ROYEN.

In countries where water power is abundant, as is the case in Sweden, a demand has been felt for some time for a cement specially suitable for structures which are subjected to unilateral water pressure, and for works where large masses of concrete have to be deposited. The special qualities demanded of such cement are that it should be able better to withstand the soluble effect of water, and that the heat produced during the period of hardening should be less than in ordinary cement. The Authors have carried out a series of tests on such slow hardening cement recently put on the market in Sweden.

As far as compressive strength was concerned the slow hardening cement attained the same strength as normal hardening cement in about two months. Whilst the shrinkage of test specimen beams of both rapid and normal hardening cement — expressed in terms of temperature fall in degrees — was over 30° C. after two months, the corresponding figure for the slow hardening cement was less than 25° C. after the same period. Interesting studies have also been made of the shrinkage of concrete cylinders of a diameter of 6". Some of these were unrestrained whilst others were subject to a tensile stress of up to 16 kg. per sq. cm. Two sets of test specimens were used, viz. cylinders cured during two

and five weeks, respectively, and about 25 % less shrinkage was observed for the latter mentioned specimens. It was evident from the experiments that concrete exposed to tensile stresses is subject to a plastic deformation (creep) close to the modulus of rupture. This is of a great advantage in counteracting the high stresses caused by shrinkage and temperature variations.

Finally, an account is given of the stresses which correspond to the shrinkage at different times.

V. Details of design.

Report N°. 14 : *Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of the Assouan Dam. (Egypt).*

A. Khairy Bey.

One of the largest monolithic masonry structures in the world was completed in 1912 at Assouan in Egypt. The dam is 1970 metres in length and with the second heightening it is about 50 metres high. Anybody who is under the impression that the temperature variation in the tropics must be comparatively small will be interested to hear that the maximum shade temperature recorded at Assouan is + 51,6° C. and the lowest — 1,0° C. in winter, a difference of nearly 53° C.

According to pyrometers and thermometers built into the structure, the temperature of the heart of the masonry varies about 12° C., and taking the co-efficient of expansion at .00001, the whole dam will change in length by about 23 centimetres. In the original dam no provisions were made for contraction joints and a survey showed that numerous cracks had formed on both faces of the dam, especially over the crown of the arches spanning the sluice culverts. For the second heightening of 9 metres, however, the effect of temperature variations has been taken into account, and contraction joints have been arranged, both in the usual way — dividing the dam into monoliths 7 to 9.50 metres in length — as well as between the dam proper and the new buttresses.

Although details of design hardly come within the scope of Question 1b it is interesting to read the Author's comprehensive description of the joints, and the tests carried out in connection therewith. The paper contains many good photographs of the work on the second heightening of the Assouan Dam.

CONCLUDING REMARKS AND POINTS FOR DISCUSSION.

A great number of the reports submitted deal with the actual movements of gravity dams measured by different methods, and are of particular interest. These distortions cannot be satisfactorily explained merely by the theories hitherto commonly used, and no doubt these measurements will lead in several respects to a revision of present-day methods of calculation and design.

In certain reports the instruments used for measuring distortion and temperature have been described in fairly great detail so that it is possible to form an opinion about their design and usefulness, whilst other reports only give the names and the purpose of the appliances.

For the purpose of obtaining a somewhat more common knowledge of the experience gained in different countries, I have suggested that the National Committees should be asked to send to Stockholm specimens of the instruments so that an informal exhibition could be arranged during the time the Congress is assembled there. I have further suggested that the following details should be supplied with each instrument : Maker's name and address, price and description of the instrument, and finally the accuracy obtained and the names of the dams where similar instruments have been employed. It is hoped that some instruments will be taken to Stockholm as it will give the participants of the Congress a better idea of the appliances available.

With reference to thermometers to be embedded in concrete and intended to be used for many years, I should like to sound a warning, based on personal experience, to those who are going to instal such thermometers : it is most essential to be careful about the selection of the instruments, especially in regard to the insulation, as otherwise there is a great risk of failure and waste of money. Unsuitable thermometers may work satisfactorily for some time but may suddenly fail after a year or two.

Turning now to the principal causes of distortion, I have divided them under the following seven headings : —

1. — The load :
   - (*a*) water pressure;
   - (*b*) weight of the masonry;
   - (*c*) other loads including ice pressure, impact, shock, vibration due to water flowing over the dam, etc.

2. — Swelling and shrinkage due to changes in the amount of half-fixed water present in the material.

3. — Temperature variations :

(*a*) due to generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening;

(*b*) of the atmosphere;

(*c*) in the water in contact with the dam.

4. — Changes in the material :

(*a*) changes in elastic properties;

(*b*) changes in specific gravity due to variation of moisture content.

5. — Creep or plastic flow in the masonry.

6. — Local fatigue, relief of stresses by cracks or other irregularities in the masonry, etc.

7. — Movement of foundations, including earth shocks.

Elastic and reversible distortion may be due to 1 (*a*) and (*c*), 2, 3 (*b*) and (*c*), 4 (*b*) and 7, whilst permanent distortion may be caused by 1 (*b*), 3 (*a*), 4 (*a*), 5, 6 and 7.

Generally permanent distortion is divided into two kinds : (*a*) the Hysteresis, which is independent of time, and (*b*) the After Effect, which increases with time.

For material which has a definite limit of proportionality, such as steel, the Hysteresis sets in only after the stresses have exceeded this value, whilst for material such as cast iron and concrete the Hysteresis can attain noticeable values already at comparatively low stresses. For a material with a composite structure the After Effect often becomes quite considerable. In concrete, however, it is difficult to distinguish between these two types of permanent deformation. Incidentally, it may be pointed out that even in regard to elastic deformation there may be a certain effect of time, which, however, can be noticed only when there is a fairly rapid change in load or stress.

I do not propose in the following to attempt to summarise the contents of the reports under these various heardings, nor will I try to deal with every one of the above mentioned causes, but I will limit my remarks to those, which, in my opinion, should be given special attention and perhaps be subject to discussion.

Observations seem to indicate that atmospheric drying out of concrete structures of considerable thickness will chiefly affect comparatively narrow layers close to the surfaces. When the water is let against the dam, a layer near the upstream surface will be soaked with water and subsequent swelling will take place. The effect of

this on the distortion will of course to a great extent depend upon how far water will penetrate into the concrete, and there seems to be a lack of definite information in this respect. Naturally great variations may be expected. In the extreme case where the downstream surface becomes and remains more or less moist water slowly percolates through the dam all the time. On the other hand in a watertight dam where the evaporation of water from the downstream surface is insignificant, the layer near the upstream surface subject to swelling may be comparatively narrow. It has been suggested that a boundary line dividing « moist » and « dry » concrete exists inside most gravity dams, and that the position of this line may alter with the height of the upstream water level. It appears to me that in regard to these questions there is a field for further investigation.

The hardening of cement can be attributed partly to the tieing and joining together of successively created crystals in the cement, partly to a colloidal process of coagulation. Both crystals and gels are therefore formed, and this is of great importance in connection with the content and the state of water in the cement. The following is a synopsis showing that the water existing in concrete can be divided into three categories.

(*a*) Fixed water, which is contained in the chemical compounds and in the crystals, and which is strongly adsorbed. This water, the proportion of which is about 20 % of the cement, cannot be moved within a reasonable time to the surface of the concrete even by drying with absolutely dry air. It may, therefore, be experimentally determined by a process using a not too finely pulverised sample of concrete.

(*b*) Half-fixed water, which can be dried out when the relative humidity of the air is lowered from, say, 97 % to zero. This water can be regarded as contained in the capillaries and the gels

(*c*) Free water, which is contained in the larger pores and voids and can easily be dried out by air with a relative humidity of a fraction less than 100 %.

If the amount of free water is great, the concrete is porous, and vice versa, whilst the amount of half-fixed water corresponds to the amount of capillaries and gels in the concrete. A material which, like gypsym, does not contain gels, does not shrink; as far as concrete is concerned, however, the amount of gels gives an indication of the shrinkage conditions.

If water at a low pressure is applied to porous concrete, the leakage will depend upon the volume of pores and voids, or, if the material is saturated with water, upon the amount of free water.

If, on the other hand, the water pressure is great, water will also pass through the capillaries and the leakage will, in addition, be related to the amount of capillaries or, in other words, to the amount of half-fixed water.

The following table gives a general idea of the amount of water contained in hardened cement expressed in per cent. by volume, according to recent experiments carried out at the Cement Laboratory of the Swedish Royal Institute for Engineering Research in Stockholm.

TABLE I.

	Ordinary Portland Cement mixed with 26 % water.			Ordinary Portland Cement mixed with 49 % water.			Aluminous Cement mixed with 77 % water.		
	After			After			After		
	3 days.	7 days.	28 days.	3 days.	7 days.	28 days.	3 days.	7 days.	28 days.
Cement plus fixed water	64	72	74	46	52	56	49	50	52
Half-fixed water ...	30	28	26	26	28	32	19	19	21
Free water.	6	0	0	28	20	12	32	31	27

The tests referred to in Table I were carried out at a temperature of 20° C.

The amount of water present in concrete and its relation to the relative humidity of the air may be gathered from Table II. The figures are given in per cent. by volume of the constituents of hardened concrete 1 : 5 by weight at an age of 28 days, and with a water-cement ratio of 1.0 after state of equilibrium is reached.

TABLE II.

	Relative humidity of the air in per cent.				
	0	25	50	75	100
Sand and stone	58	58	58	58	58
Cement	10	10	10	10	10
Water :					
Fixed	6	6	6	6	6
Half-fixed	0	4	8	13	16
Free	0	0	0	0	10
Air	26	22	18	13	0

The sum of half fixed water, free water and air is constant, or 26 %. The extensive porosity of this concrete is due to the high value of the water-cement ratio. At a value of 0,6 the sum of half-fixed water, free water and air is reduced to about 14 %. This shows the importance of keeping the water-cement ratio as low as possible to obtain non-porous concrete. It will be readily understood that the cement and the fixed water do not actually exist separately, but for the purpose of the above table their functions account for their being kept apart.

When concrete is subject to drying out, the free water evaporates first of all, but this does not result in contraction. It is the loss of water in the gels which causes shrinkage, and therefore it is the succeeding process, viz. dispersion of the half-fixed water, which accounts for contraction. In spite of the attempts that have been made there is little object in trying to find a relation between shrinkage and total moisture content, the variation of which has often been determined by the change in weight of the test specimens.

From Table II it will be seen that the difference in weight of dry and saturated concrete 1 : 5 may amount to about 10 %.

A unique example of the result of shrinkage, swelling and temperature change, may be quoted from investigations on the Riingedal Dam in Norway. This dam is 34 metres in height and has a length of 520 metres. It is provided with 18 vertical contraction joints at a distance from each other of between 19 and 35 metres. These joints are discontinued 18 metres below the crest.

The water level above the dam varies to an extraordinary degree. Generally the reservoir is full from the end of July, and the high water level is maintained until the middle of October. Then there is a successive tapping of water during the winter, and in January the water stands about 15 metres below the crest. The reservoir is completely emptied at the end of March or beginning of April, and the water does not start rising again until the middle of June.

For some years before the dam was repaired by constructing a free concrete slab in front of the dam there was a considerable leakage of water which penetrated through the concrete to the extensive drainage system installed 2 to 3 metres from the upstream surface. Due to this, and to the great variation of the water level above the dam, the following phenomenon was observed.

During the low water period in winter and in the time during which the reservoir had been completely empty in April and May the concrete had become more or less dried out and had been subjected to severe climatic conditions, probably causing cracks in the surface.

When the reservoir was filled in June and July, the water had a better chance of penetrating than later when the concrete had swelled again after having been saturated with water. The leakage, therefore, was greater when the water level was rising than when it was being lowered. At a constant water level (August and September) the leakage gradually diminished (totally about 10 %) and became constant when the water had been at the same level for about 45 days.

If the amount of heat develped by the cement during setting and hardening in a certain time is known, it is possible to estimate the temperature rise which takes place during this time in completely isolated concrete for different mixtures and varying water-cement ratios. This temperature rise in °C. is given in Table III.

TABLE III.

Concrete Mixture.	Water-cement ratio.	Heat generated by the cement in kgcal per kg during the time in question.		
		30	70	110
1:12	0.4	10° C.	24° C.	37° C.
	0.6	10	23	34
	0.8	10	22	32
1:8	0.4	15	33	50
	0.6	14	31	45
	0.8	14	29	42
1:5	0.4	21	45	69
	0.6	20	41	60
	0.8	19	38	54

It may be mentioned that first-class commercial Portland cements usually generate 80, 90 and 100 kgcal per kg during 3, 7 and 28 days, respectively.

The actual temperature rise in the centre of a thick dam of course depends a great deal upon the speed at which the concrete is deposited. If the pouring is more or less continuous the temperatures will be practically those given in Table III. This is confirmed by actual measurements on dams, (see for instance Reports N° 6 and 11) which also show that the maximum temperature rise generally takes place several days after the concrete has been deposited.

It is gratifying to notice that the development of heat referred to, which is of noticeable magnitude even after six months or more

(see Report N° 8), is now generally taken into account in design and construction. For thick dams it takes several years before this heat has dissipated (see Reports N°. 6 and 10), and this should be borne in mind when estimating the effect of open construction joints which may be closed after a few months or so.

Special steps have recently been suggested to bring about an equalization in temperature in a shorter time, as for instance at the Hoover Dam with a maximum height of 220 metres, where a cooling system will be introduced. For the same work a special cement has been specified generating a maximum heat of 60 Cal after 7 days and 70 Cal after 28 days. For another big dam of a height of about 100 metres now being built at the Pine Canyon in America the corresponding figures for the cement specified were 65 Cal after 7 days and 80 Cal after 28 days. Actually the cement delivered has in general shown a heat of hydration of 55 Cal. after 7 days and 65 Cal. after 28 days.

Report N° 38 deals with special slow hardening cement made in Sweden, and according to Report N° 41 a low heat cement has recently been used in Norway which evolves about 50 % of the heat of ordinary Portland cement.

It may be mentioned that recent research work has made it possible to estimate from the ordinary chemical analyses of a particular cement the amount of heat it will develop in a certain time.

It is of interest to compare the figures given in Table III with those in Table IV which refer to the highest temperature and greatest temperature rise actually measured in thick dams and dealt with in the reports.

TABLE IV.

Report N°.	Maximum Temperature.	Maximum Temperature Rise.
12	37.8° C.	17.8° C.
12	19.5	17.5
44	—	20
11	55	30
6	—	31
43	52	36.5
43	62	39

For the conditions existing when these figures were observed I refer to the various reports, and I especially draw attention to Table

III in Report N° 43, where corresponding values for a great many American dams have been given.

It should be noticed that the rate of increase in strength with time is different in concrete matured in high temperature from that in test specimens stored under ordinary atmospheric conditions.

Theories and methods of calculating and dealing with the transmission of heat are now becoming well known, both in regard to the cooling down of the dam and to temperature variation caused by the atmosphere and the water. For estimating purposes it has often been suggested that the temperature variations in the atmosphere should be represented by two superimposed sine or cosine curves, one with a period of a year and the other with a period of a day (see also Report N° 10 where the annual period is suggested to be based on the daily average temperatures). In accordance with an investigation which I undertook some years ago, considerably more accurate results can, however, be obtained with about the same amount of work by using three superimposed periodic functions. The function of the annual period would then be determined by the maximum and minimum monthly average temperatures for summer and winter, respectively. On this would be superimposed a function with a period of several days, and finally the third function would have a period of one day. For instance, to obtain the best conformity with existing records of extremely cold periods in Sweden, such as in the winters of 1867, 1875, 1892 and 1893, and extremely warm periods as in the summers of 1868 and 1901, the second function for the Swedish climate would have a period of about 15 days for the winter months and about 24 days for the summer months. I may mention that for the north of Sweden the daily period in winter has to be substituted by a function with a period of about 4 days, the reason being that the sun there never rises above the horizon in the darkest winter months.

In a cold climate an insulating effect is caused by the covering of ice which may be formed under water on the upstream surface of thin concrete structures, and also on the downstream side of any dam where water is allowed to pour over it in such small quantities that ice can be formed. The thickness of the ice formed in the winter of 1926 on the vertical downstream surface of the single arch dam at Gideabacka in the north of Sweden was not less than 1.70 metres, which of course had a considerable insulating effect.

I have not yet seen any investigation of the effect of the heat transmitted into the concrete by the direct rays of the sun, which in the tropics must be fairly considerable.

With reference to changes in the elastic properties, it may be of interest to mention that the modulus of elasticity of hardened cement appears to be closely related to the amount of fixed water, and that this modulus E can be approximately estimated from the following formula :

$$E = k\sqrt{TD}$$

when T is the ultimate compressive stress,

D the ultimate tensile stress, and

k a constant the value of which is about 970.

This formula has been worked out at the Swedish Royal Institute for Engineering Research, and has been proved by experiments on Portland and Aluminous cement, as well as on other kinds of binding material, the ages of the test specimens being from 1 to 28 days at different ratios of the water and the binding material. Also T and D can be related to the amount of fixed water according to special formulae.

The expression « creep » is generally taken to mean the non-elastic deformation that takes place with time when concrete is subjected to stress. It is not to be confused with shinkage which occurs whether the concrete is subjected to stress or not. There may, however, be an interrelation between these two phenomena. There may also be a connection between creep and what is referred to as changes in the elastic properties and especially the modulus of elasticity of the material. In fact, creep and change in the modulus of elastisity may, at least partly, be the same thing although sufficient data are not yet available to justify a conclusion.

Important research work has recently been carried out in England in regard to the question of creep, and I give below a summary of the findings so far as non-reinforced concrete is concerned, based on the definition that, at any time, and after corrections have been made for temperature variations, creep is the difference between the total deformation and the sum of the elastic deformation and the shrinkage.

The rate of creep decreases with time under load ;

the amount of creep decreases with increase in age at the time of loading ;

under certain circumstances the creep may be as much as four or five times the elastic movement ;

the creep is practically proportional to the applied stress and this proportionality is maintained up to stresses somewhat in excess of usual design values ;

there is a limiting value of creep that is ever likely to take place ;

the creep in tension is the same in amount as that under an equal compression ; and

the creep increases as the quantity of sand and stone is increased in proportion to cement, and the limiting values of creep are approximately proportional to the amount of sand and stone. For concrete 1 : 9 (by weight) the limiting value is about 1.6 times that for concrete 1 : 6, and more than four times greater than for concrete 1 :3.

Generally, anything which tends to reduce the strength of the concrete appears also to increase the creep.

In this connection I also wish to refer to a theory recently advanced in England and used for estimating the limiting values referred to above, and which appears to be well proved by tests. Concrete is considered as comprising two parts :

(*i*) The cementitious material, which behaves in a viscous manner when loaded, and

ii) The inert aggregate, which does not creep under load.

The effect of this difference in behaviour under load of the two constituents is that the creep of the cement is resisted by the presence of the aggregate, and that as a result of this resistance the aggregate becomes more highly stressed, whilst the stress in the cement decreases with time. Even in short-period tests on plain concrete the rate of creep decreases appreciably within a few minutes of the application of the load, and it is thought that this effect is due to a transfer of load within the concrete.

I may also draw attention to the summary set out at the end of Report N° 9, where it is suggested that the field of constraint is discontinuous and varies with time, and also that there may be inactive zones, void deformations, which seem outside the field of constraint. This matter has also been referred to in Report N° 10. Unfortunately the details of measurements given in the reports generally are not sufficient to throw further light on these problems, but in this connection attention is drawn to the information given in Report N° 6. Generally speaking the value of strain measurements appears to be limited.

One of the main questions when relating the calculated distortions to those actually measured, refers to the statical behaviour of the dam, and more specifically to local fatigue and relief of stresses by cracks in the masonry, etc. Let us, for instance, consider a so-called arched gravity dam. If the dam is built with vertical contraction joints, and these are left without grouting, each monolith would act

by gravity alone. If the contraction joints could be effectively grouted at a low temperature and after most of the shrinkage had taken place, some arch action would be ensured. If, on the other hand, no vertical contraction joints were provided, arch action would be forthcoming only so long as the masonry was intact. It is generally conceded, however, that in such a dam of some magnitude, transverse cracks would develop in the masonry, and then the arch action would be hypothetical. Evidently, in a structure of this type, great variations in the measured distortions may be expected, according to what extent arch action is present.

A practical example of the foregoing remarks may be quoted from the Mulholland Dam in California, which was completed in 1927. This dam is about 60 metres high and curved in a radius of about 150 metres. It was built without vertical contraction joints and soon after the construction was completed, vertical cracks developed at intervals of between 12 and 24 metres. There was considerable leakage through these cracks, even after the water level had been raised for some time, with subsequent swelling of the concrete. Some of the cracks were caulked but several of them were left. Two or three years later, however, the leakage through the untouched cracks had either stopped or had greatly diminished.

It has been suggested by experts who have studied this work that it is quite possible that the closing of the cracks was due to a continuous downstream deflection over a period of years, and that this may have wedged the structure more firmly between its side abutments and developed some of the arch action the designers may have hoped for.

On account of the complexity of the various problems it may be wiser not to draw from any single case conclusions of too far-reaching a nature. The results in each case must be carefully considered and viewed in the light of experience from other sources. It is important to guard against accepting unsafe assumptions even if they sometimes happen to prove correct. Particular notice should be attached to the fact, mentioned in several of the reports, that it is difficult to apply results of laboratory tests and experiments to actual construction work on high dams and that special caution is required in connection therewith.

As a general and gratifying conclusion it may be said that the reports submitted give evidence that big strides are being made towards continued and increased application of engineering science to the design and construction of dams. It is also obvious that a better understanding is being obtained of the effect of external forces and internal phenomena, and to a great extent this appears to be due to observations carried out on the full scale models provided by the dams themselves.

EINFLUESSE, DIE FORMVERAENDERUNGEN IN SCHWERGERICHTSMAUERN VERURSACHEN.

Von Bo HELLSTROM, M.I.Struct.E., A.M.Inst.C.E.

Für Frage 1b « Einflüsse, die Formveränderungen in Schwergewichtsmauern verursachen » sind 18 Berichte von 11 Ländern eingereicht worden, die allgemein nach folgenden fünf Guppen unterteilt werden können : —

I. Messungen der Deformation und Instrumente hierzu.
Bericht N°. 12 (teilweise), 13, 7 und 42.

II. Grunde für die Deformation, wie Einwirkung von Temperaturschwankungen, etc.
Bericht N°. 9, 41, 12 (teilweise), 11, 6, 43, 44 und 15.

III. Theorien.
Bericht N°. 10.

IV. Versuche und Prüfungen im Laboratorium.
Bericht N°. 8, 16 und 38.

V. Konstruktionseinzelheiten.
Bericht N°. 14.

In einigen Berichten werden zwar mehrere der oben erwähnten Punkte behandelt, jedoch werde ich diese der Einfachheit halber unter den Punkten als Ganzes behandeln, unter denen sie vorstehend aufgführt sind.

I. Messungen der Deformation und Instrumente hierzu.

Bericht N°. 12 (teilweise) : *Deformationsmessungen an Staumauern. (Schweiz).*

W. Lang.

In der Schweiz sind in den letzten zehn Jahren Beobachtungen an einer Anzahl Staumauern verschiedener Konstruktion, und zwar sowohl aus Beton als auch gemauert, durchgeführt worden. Die Messungen wurden vermittels der Trigonometrischen Methode durchgeführt, die von den Herren H. Zölly und Lang von der Eidgenössischen Landestopographie entwickelt wurde, und eine erstaunlich hohe Genauigkeit aufweist. Es ist das Hauptverdienst dieser beiden Her-

ren, dass wir heute einige Kenntnis von den Bewegungen von Staumauern haben durch Versuche, die sich über eine ziemliche Zahl von aufeinanderfolgenden Jahren erstrecken.

Für die Messungen wurden Präzisionstheodoliten verwendet, die mit Mikroskopen ausgerüstet waren, und mit denen Winkel bis auf Bruchteile von Sekunden genau abgelesen werden konnten. Ausserdem wurden die senkrechten Bewegungen mit Präzisionsnivellierinstrumenten gemessen. Im allgemeinen wurden die ersten Messungen sobald als irgend angängig nach der Fertigstellung der Mauern ausgeführt und wiederholt, nachdem der Wasserspiegel der Staubecken auf Normalhöhe gebracht war. Weiterhin wurden in Abständen von einigen Jahren weitere Messungen vorgenommen sodass die vorliegenden Resultate sich über eine ansehnliche Zeit erstrecken.

Die Ergebnisse dieser Messungen kann man wie folgt zusammenfassen :

a) Die horizontale Verschiebung war im allgemeinen nur gering und überschritt in keinem Falle 25 mm.

b) Alle untersuchten Mauern zeigten eine dauernde Verschiebung von bemerkenswertem Umfang.

c) Alle Mauern bewegten sich über eine Reihe von Jahren kontinuierlich stromabwärts (3 mm. in 6 Jahren in Amsteg).

d) Die grösste Abweichung zwischen belastungslosem und vollbelastetem Zustande nach 6 Jahren war geringer als bei der ersten Messung (Amsteg).

e) Die Fundamente der Mauern haben sich im allgemeinen nicht bewegt. Nur in einem Falle wurden Verschiebungen auf der ganzen Länge der Fundamente festgestellt (Rempen) und bei einer Einbogenmauer hatten sich die Wiederlager merklich verschoben. (10 mm, La Jogne).

f) Senkrechte Bewegungen waren zu bemerken, waren jedoch unabhängig von der Höhe des Wasserstandes im Staubecken. Bei einem Damm hatte der Verlust an chemischer Wärme des Beton ein geringes Nachgeben der Oberkante zur Folge; späterhin waren die Temperaturschwankungen der einzig wichtige Grund (Rempen). Während einer Reihe von vier Jahren gab die Oberkante um 3,5 mm. und die Fundamente um 2,0 mm. nach (Schräh).

Der Berichterstatter hat den grössten Teil seines Berichtes den Messmethoden der Deformationen gewidmet, die unter den verschiedensten Vorbedingungen stattfinden, und betont besonders, dass

es von Wichtigkeit ist, die Messungen während vieler Jahre vorzunehmen, um endgültige Ergebnisse zu erhalten.

Die in der Schweiz angewendeten Methoden zur Feststellung der Bewegungen können wie folgt unterteilt werden : —

A. — Die Messinstrumente werden auf oder im Damm aufgestellt für :

a) Distanzmessungen mit Mikrometerstäben oder Dehnungsmessern;

b) Neigungsmessungen mit Klinometern;

c) Staffelmessungen mit dem Lotstab (nach Juillard);

d) Schachtlotungen (nach Jillard).

B. — Die Instrumente werden in der Nähe der Mauer fest aufgestellt für.:

a) Alignementsmessungen;

b) Trigonometrische Messungen.

Die verschiedenen Messmöglichkeiten und Instrumente werden beschrieben, die Genauigkeit festgestellt und die Vor- und Nachteile besprochen.

Bericht N°. 12 : *Einfluss der inneren Temperatur und Deformation der Schwergewichtsmauer. (Schweiz).*

A. Kaech und H. Juillard.

Die trigonometrische Messmethode für Messung von Deformationen, die eine Genauigkeit von 0,5 bis 1 Millimeter aufweist, ist nur anwendbar für hohe Mauern, kann aber weder für Dämme von 30 oder weniger Meter Höhe, noch für die dicken unteren Teile von hohen Dämmen, d. h. also nahe den Fundamenten, wo die Abweichung nur gering ist, verwendet werden. Für diese Fälle ist von den Berichterstattern eine neue Methode ausgearbeitet worden, die bei den Messungen an drei Mauern der Oberhalsi Wasserkraftanlage angewendet wurde. Es handelt sich dabei um eine Staumauer bei Spitallamm (erbaut 1928-1931, Höhe 114 m) und um Schwergewichtsmauern bei Gelmer (Höhe 30 m) und Seeuferegg (Höhe 30 m). Die Mauer bei Spitallamm ist in einzelnen Segmenten erbaut worden und während der Bauzeit als Schwergewichtsmauer unter einem Druck von 90 Metern verwendet worden.

Die verwendeten Instrumente bestanden aus dem Klinometerstab (nach Juillard) und Pendelanlagen. Die ersteren zeigten die Abweichungen auf der nach stromabwärts gerichteten Seite der Mauer und im Innern der Revisionsgallerien an. Die letzteren registrierten die

horizontale Projektion des Weges, der von verschiedenen Punkten an dem Mittelteil der Mauer als eine Funktion der Zeit beschrieben wird.

Die erreichte Genauigkeit beim Messen der Abweichung war 0,1 mm für die Gesamthöhe der Mauer.

Bericht N°. 13 : *Verformungsmessungen an der Staumauer Garichte der Kraftwerke Sernf-Niederenbach bei Schwanden, Kt. Glarus (Schweiz).*

F. Boesch und M. Ros.

An der im Jahre 1930-31 erbauten Staumauer bei Garichte, die zur Wasserkraftanlage Sernf-Niederenbach gehört, wurden ausgedehnte Messungen vorgenommen. Die Mauer, die eine Höhe von 38 m hat, wurde aus Betonblöcken von folgenden Abmessungen erbaut : Höhe 1,20 — 1,80 m, Länge 10 — 15 m, Breite 10 — 15 m.

Der Bericht enthält eine Zusammenfassung der Messmethoden und der verwendeten Messinstrumente.

Bericht N°. 7 : *Deformationsmessungen an Oesterreichischen Talsperren. (Oesterreich)*t

Dr. Herman Grengg.

An den folgenden vier Schwergewichtsmauern in den Oesterreichischen Alpen wurden Verformungsmessungen ausgeführt : —

1. Südmauer am Spullersee (34 m. hoch).
2. Nordmauer am Spullersee (24 m. hoch).
3. Mauer auf dem Tauernmoosboden (27 m. hoch).
4. Mauer bei Pack (33 m. hoch).

Für die Ausführung der Messungen, die nach der trigonometrischen Methode erfolgten, waren zwei Gründe vorhanden : Erstens sollten die Verformungen unmittelbar nach erfolgtem Füllen des Stausees festgestellt werden, um dadurch die unmittelbare Stabilität der Mauer zu prüfen und zweitens eine dauernde Bestätigung der Stabilität durch wiederholte Messungen, die in gleichmässigen Zeitabständen über eine Reihe von Jahren verteilt durchgeführt wurden.

Es ergab sich folgendes : —

1. — *Südmauer am Spullersee.* — Die Zustände der Mauer vor

dem Einlassen des Wassers (1924) mit zum Teil gefülltem Stausee (1925) und unter vollem Wasserdruck (1926) wurden verglichen. Senkrechte Bewegung konnte nicht festgestellt werden, und die wagerechten Verschiebungen bewegten sich zwischen 1 und 2 mm. sowohl an der Oberkante als auch im Fundament.

2. — *Nordmauer am Spullersee.* Es konnten keine Bewegungen festgestellt werden.

3. — *Mauer am Tauernmoosboden.* Die Messergebnisse der Mauer ohne Belastung (1928) und unter vollem Druck (1929) wurden verglichen. Die vertikale Bewegung schwankte zwischen 1 und 2 mm. aufwärts oder abwärts und war wahrscheinlich auf Temperaturschwankungen und vielleicht auf das Schrumpfen des Materials zurückzuführen. Die horizontale Abweichung betrug nur wenig über 1 mm.

4. — *Mauer bei Pack.* Die Messergebnisse der Mauer ohne Belastung (Mai 1931) unter vollem Druck (Sommer 1931) und nochmals ohne Belastung (Mai 1932) wurden vergleichen. Keine senkrechte Bewegung. Die wagerechte Bewegung betrug 1 bis 2 mm. Die Mauer ging nach Leeren des Beckens nur um ein Drittel dieses Wertes zurück.

Bericht N°. 42 : *Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren. (Oesterreich).*

Dr. Ing. Karl v. Terzaghi.

Der Berichterstatter empfiehlt eine neue Methode zur Messung der Verformung. Die senkrechte Abweichung soll durch Beobachtung der Höhe der Wasserstände in senkrechten Rohren, die auf der Oberkante der Mauer aufzustellen sind, festgestellt werden. An jedem Ende der Mauer werden auf gewachsenem Boden je ein gleiches mit Wasser gefülltes Rohr vorgesehen, wodurch Veränderungen der Wasserspiegel durch Undichtigkeiten in den Rohren und durch Verdunstung ausgeglichen werden können. Durch eine ähnliche Einrichtung am unteren Teile der Mauer kann auch dort die Verformung mit einer Genauigkeit von 0,1 mm gemessen werden. Für die Feststellung der wagerechten Abweichung werden schwere Pendel von ca. 4 m Länge vorgeschlagen. Der Bericht erwähnt nicht, ob diese Methode bereits angewandt worden ist.

II. Gruende fuer die Deformation, wie Einwirkung von Temperaturschwankungen usw.

Bericht N°. 9 : *Influence de la Température interne et Déformation des Barrages-poids. (Frankreich).*

A. Coyne.

Es handelt sich hier um einen interessanten Bericht, in dem der Verfasser die Methoden und Messgeräte beschreibt, die in Frankreich für die Feststellung von Verformungen und Temperatur-Aenderungen verwendet werden. Er enthält Einzelheiten über Untersuchungen an einer ganzen Reiche von französischen Staumauern wie Grosbois, Eguzon, Crescent, St. Marc, Bromme und Vezins, um nur einige zu nennen. Der Bericht über die Untersuchungen an der Staumauer bei Grosbois ist besonders interessant. Diese Mauer wurde im Jahre 1831 erbaut und wurde bereits in den Jahren von 1852-1862 von Bazin untersucht, der seinen Bericht im Jahre 1862 veröffentlichte. In den Nachträgen zu dem vorliegenden Bericht sind die verwendeten Instrumente beschrieben und die Ergebnisse aufgeführt.

Einige der Folgerungen, die der Berichterstatter daraus zog, sind im folgenden aufgeführt :

Die Formänderungen von Staudämmen und des sie tragenden Bodens treten erst in einer gewissen Verzögerung nach den Ursachen für die Verformung, d. h. Heben und Senken des Wasserspiegels in der Talsperre, ein. Dies bezieht sich auf die elastische, also nicht dauernde Verformung. Der Elasticitätskoeffizient an Mauer und Fundament schwankt daher mit der Zeit, sodass die Verformung, die in einem bestimmten Moment gemessen wird, von der früheren Geschichte der Mauer abhängt.

Da die Verformungen grösser sind als auf Grund der allgemeinen Theorie errechnet wurde, muss mit einer Ursache gerechnet werden, die bisher nicht in Betracht gezogen wurde. Vielleicht handelt es sich um die stärkere Durchtränkung und das dadurch bewirkte Quillen der stromaufwärts gerichteten Maueroberfläche, ein Zustand, der eintritt, sobald das Staubecken gefüllt wird.

Die Messungen der örtlichen Verformung ergaben wichtige Unterschiede zwischen den verschiedenen Messapparaten. Diese Unterschiede waren abhängig von dem Platz, auf dem die Instrumente aufgestellt waren, und von der Zeit der Messungen. Diese

Erscheinungen sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass im Beton oder im Fundament kräftigere oder stärkere Stellen vorhanden sind, die die Belastung zuerst aufnehmen, und dass eine Art von « Ankylosis » in der Konstruktion vorhanden ist, die allmählich der Belastung nachgibt, d. h. dass die stark belasteten Teile einen Teil dieser Belastung an ihre Umgebung abgeben; in anderen Worten : das Belastungsfeld ist nicht dauernd gleichmässig und wechselt in Abhängigkeit von der Zeit.

Besonders bemerkbar waren inaktive Zonen, die ausserhalb des Belastungsfeldes liegen.

Bericht N°. 41 : *Temperature straining in thick concrete dams.* (*Norwegen*).

Prof. Frederik Vogt.

Während die grösste Temperaturerhöhung durch die vom Beton in den ersten Wochen nach dem Giessen entwickelte Wärme begrenzt wird, entwickelt Portland Zement während der Verhärtung noch über 6 Monate lang Wärme. Der Verfasser gibt einwandfrei die Wirkung der Schnelligkeit, mit der der Beton aufgebracht wird, auf die Temperaturerhöhung an, und ebenso in welchem Masse die atmosphärischen Temperaturänderungen in den Beton eindringen.

Ein interessanter Teil des Berichtes ist der, der Versuche mit einer aus Gummi hergestellten Modellmauer behandelt. Da es schwierig ist, an einem Modell eine Schrumpfung zu erzwingen, wurde das Fundament dieser Modellmauer künstlich auseinandergezogen, und die in der Mauer auftretenden Deformationen durch Vergleiche photographischer Aufnahmen, die vor und nach der Verlängerung des Fundamentes gemacht wurden, untersucht. Die Deformationen, die auf das gleichmässige Abkühlen zurückzuführen sind, erreichten ihren Nullpunkt in der Längsrichtung (parallel zu der Mauerachse) in einer Entfernung vom Fundament von 0,4 bis 0,5 mal dem Abstand zwischen den Dehnungsfugen. In der Querrichtung waren diese Deformationen in einer Höhe von 0,4 bis 0,5 mal der untersten Fundamentstärke zu vernachlässigen.

Bericht N°. 12 (teilweise) : *Auscultation thermique des Barrages.* (*Schweiz*). Prof. Dr. P. Joye.

Die für das Messen der Temperatur im Beton gebrauchten Instrumente sind genauen Untersuchungen unterzogen worden, wo-

rüber der Bericht interessante Einzelheiten enthält. Der Verfasser untersuchte ausserdem die bestmögliche Verteilung der Instrumente an der Mauer, die beste Art der Anbringung derselben und gibt noch Ratschläge über die Ablesungsmethoden.

In der folgenden Tabelle möchte ich die höchsten beobachteten Temperaturen aufführen : —

Position	Temp. bei Versuchsbeginn ° C.	Höchste Temperatur ° C	Stunden nach Versuchsbeginn.
Im Mittelpunkt einer grossen Masse.	20	37,8	66
1 m von der Oberfläche einer grossen Masse.	20	35,6	84
Im Mittelpunkt einer grossen Masse.	2	19,5	192
2 m von der Oberfläche einer grossen Masse.	2	16,0	210
0,15 m von der Oberfläche.	23,5	34,0	84

Der Rest des Berichtes befasst sich mit der Abkühlung des Betons, dem Wärmedurchgang und anderen Faktoren, die damit in Verbindung stehen.

Bericht N°. 11 : *On the effect of internal temperature and deformation of gravity dams. (Japan).*

EIICHIRO ISHII.

Dieser Bericht enthält eine interessante und eingehende Beschreibung der Messungen und Untersuchungen am Komako Damm am Sho Fluss in Japan, wo sich ca. 30 alle über 25 m. hohe Mauern befinden, unter denen die Komako Mauer die neueste und höchste ist (78 m.).

Für die Messungen wurden 28 Thermometer verwendet und es ist besonders interessant, von den Schwierigkeiten beim Arbeiten mit diesen Instrumenten zu hören. Die höchste gemessene Temperatur war 55° C und die Temperaturerhöhung 30° C. Diese

letzte Zahl wurde in Beton von 210 kg. Zement pro m³ Beton ermittelt. Die Beobachtungen erstreckten sich über mehrere Jahre und sind genau analysiert. Praktische Formeln für die niedrigste und höchste Temperatur an Punkten mit verschiedenem Abstand von der Oberfläche sind angegeben.

Bei der Messung der Breite der Dehnungsfugen unter verschiedenen Bedingungen wurde festgestellt, dass der Ausdehnungskoeffizient der Mauer nur halb so gross war wie bei gewöhnlichen Versuchsstücken. Das Quillen der Oberfläche auf Grund von Wasseraufnahme nach Füllen des Beckens wurde gleichfalls bemerkt. Genaue Untersuchungen der Mauerung ergaben Haarspalten in zwei Blöcken, die anscheinend auf die ungleichmässigen Temperaturschwankungen der Blöcke zurückzuführen sind, die wegen der schrägen Fundamente ungleichmässige Abmessungen haben.

Die Dehnungsfugen in der Mitte der Mauer waren 27 m. voneinander entfernt und setzten sich nur bis zu einem gewissen Abstand vom Fundament fort. Das Vorhandensein von senkrechten Haarrissen in diesem Teil bewies, dass der Abstand der Dehnungsfugen zu gross war und dass sie ausserdem bis zum Fundament hätten durchgeführt werden müssen.

Am Ende des Berichtes bringt der Verfasser einige brauchbare und interessante Vorschläge und Daten für den Entwurf und die Konstruktion von Gewichtsmauern. Zu seinen offenen und ehrlichen Angaben in Verbindung mit den Ergebnissen der Versuche kann man ihm gratulieren.

Bericht N°. 6 : *Deformationen in Gewichts-Staumauern (Deutschland).*

Dr. Ing. E. Probst.

Der Verfasse beschreibt Messungen, die an den Staumauern am Schluchsee und Bleiloch (beide ca. 60 m hoch) ausgeführt wurden. Das verwendete Instrument war ein Telemeter, der eine Verbindung eines elektrischen Dehnungsmessers mit einem Thermometer darstellt, wobei das Thermometer gleichzeitig zum Korrigieren der Einflüsse der Temperatur auf die Lehre benützt wird. Die Temperaturerhöhung betrug in beiden Mauern zwischen 24 — 31° C., je nach dem Aufstellungsort der Thermometer. Bei der Bleilochmauer wurde die grösste Temperaturerhöhung in der Mitte der Mauer gefunden, während sie am Schluchsee nahe der stromaufwärtsgerichteten Oberfläche festgestellt wurde, d. h. da, wo der zementreichste Beton verwendet worden war. Die Dehnungsmes-

sungen ergaben deutlich den Einfluss der Temperatur. In der Mitte der Mauer schrumpfte das Material dauernd, während die Ausdehnung an der Oberfläche, mit Telemeter gemessen, sich im Laufe von drei bis sechs Monaten in eine Zusammenziehung verwandelte.

Am Ende seines Berichtes befasst sich der Verfasser mit der Errechnung der Kräfte, die er durch die Messungen festgestellt hat und zieht einige praktische Schlüsse. Nach seiner Meinung sollte der Abstand zwischen senkrechten Dehnungsfugen bei Mauern bis ca. 50 m Höhe im allgemeinen nicht mehr als 15 m und für sehr hohe Mauern vielleicht nicht mehr als 10 m betragen.

Bericht N°. 43 : *Internal temperature and deformation of masonry dams.* (*U. S. A.*).

I. E. Houk und B. W. Steele.

Dieser Bericht enthält Tabellen, die eine Uebersicht über die in Amerika bis 1931 ausgeführten Temperaturmessungen geben, und ausserdem einige der neuesten Erfahrungen, die man an zwei neuen Mauern gemacht hat. Die höchste Temperatur wurde in der Owyhee Mauer mit 52° C gemessen, die grösste Temperaturerhöhung auf Grund der von dem sich setzenden Beton erzeugten Wärme betrug 36,5° C. Die entsprechenden Zahlen am Ariel Damm in Oregon 62° C. und 39° C. bei einem Beton, der ein Barrel Zement pro Kubik Yard Beton enthielt.

Laboratoriumsversuche ergaben, dass die Durchgangskonstante für Beton (d. h. Wärmeleitfähigkeit dividiert durch Dichte und spezifische Wärme) zwischen 0,020 und 0,050 schwankt. Diese grossen Schwankungen sind auf die verschiedenen Wärme-Eigenschaften der groben und feinen Bestandteile zurückzuführen. Die Durchgangskonstante hängt also hauptsächlich von der Wärmeleitfähigkeit und weniger von Dichte und spezifischer Wärme ab, die beide bei allen untersuchten Betonsorten ziemlich gleichmässig waren.

Die so oft beobachteten Schwierigkeiten beim Analysieren von Temperaturwerten werden behandelt und ihre Ursachen geprüft. Die meisten Ingenieure, die sich mit Temperaturmessungen in Mauern beschäftigten, werden ohne Zweifel gefunden haben, wie schwer es ist, brauchbare Instrumente zu bekommen. Im Bericht wird ein billiges und brauchbares Modell beschrieben und weiterhin Einzelheiten eines abgeänderten elektrischen Dehnungsmessers angegeben. Endlich werden die ausgedehnten Versuchsanordnungen besprochen, die beim Messen der Temperaturen, der Dehnungen in

verschiedenen Richtungen und der Breite der Dehnungsfugen an dem Owyhee Damm verwendet wurden.

Ein Quellennachweis ist dem Bericht beigefügt.

Bericht N°. 44 : *An investigation of strain and of temperature in the concrete of the Dnieprostroy Dam. (U. S. S. R.).*

Prof. G. A. Nielander.

Das Wasserkraftwerk Europas, das in den letzten Jahren die meiste Aufmerksamkeit erregt hat, ist zweifellos das Dniepr Kraftwerk, das kürzlich von der Sovietregierung fertiggestellt wurde. Die Mauer ist 1000 m lang und 52 m hoch. Die im Kraftwerk installierte Leistung beträgt 540,000 kW und verteilt sich auf 9 Turbogeneratoren von je 60,000 kW. Ein Schiffskanal mit drei Schleusen wurde errichtet. Die für den Bau der Staumauer benötigte Betonmenge ist wahrscheinlich die grösste bisher in Europa jemals zum Bau eines Staudammes verwendete.

Das Institut für Bauuntersuchungen in Moskau führte im Jahre 1930-1932 unter dem Druck des grossen zukünftigen Bedarfs an Wasserkräften in den U. S. S. R. eine ganze Reihe von Versuchen und Beobachtungen an der Staumauer Dnieprostroy durch. Die Messungen wurden im Damm vorgenommen, der aus Betonblöcken von 42 m. Höhe, 39 m. Breite (an der Sohle) und 6,5 m. Dicke erbaut ist. Als Instrumente wurden Teletensometer und besonders entwickelte akustische Telethermometer benützt.

Die Temperaturhöhungen schwankten zwischen 17 und 20° C. Da die Temperaturmessungen im unteren Teile der Blöcke durchgeführt wurden, muss angenommen werden, dass die Erhöhungen im oberen Teile noch grösser waren.

Am Ende des Berichtes weist der Verfasser darauf hin, dass es sehr schwierig ist, die an Modellen im Laboratorium gefundenen Daten auf die tatsächliche Ausführung anzuwenden. Eine Berechnung der grossen anfänglichen Spannungen durch die ungleichmässige Temperaturerhöhung in der Masse ist durchgeführt.

Bericht N°. 15 : *Temperature cracs in Barrages and Dams with special reference to the Nag Hamadi Barrage. (Aegypten).*

N. Ibrahim Bey.

Alle ägyptischen Staumauern weisen Risse auf, die als Folgen von Temperaturänderungen angesehen werden können. Diese Risse

sind besonders bemerkenswert im Assouan Damm und in den Staumauern von Assuit und Esna, die sich alle in der heissesten Zone in Aegypten befinden. Risse wurden aber auch, wenngleich weniger oft, an der Zifta Mauer in Unterägypten festgestellt, wo die Temperatur nicht so stark schwankt. Mit nur einer Ausnahme, d. h. bei der zweiten Erhöhung der Assuan Mauer, wurden nirgends irgendwelche Vorkehrungen getroffen, um den Temperatureinflüssen entgegenzuarbeiten. Selbst bei dem neugebauten Nag Hamadi Damm wurden keine Dehnungsfugen vorgesehen. Der Bericht enthält eine Anzahl interessanter Messergebnisse von Rissen in dieser Mauer, deren Bauzeit in die Jahre von 1927 bis 1930 fällt. Während des Jahres 1930 wurde die Weite der Risse alle fünf Tage vermittels Mikrometer gemessen. Diese Messungen wurden über 2 Bögen des Dammes ausgedehnt.

Die wissenschaftliche Technik würde grosse Vorteile aus dieser Art Berichten ziehen können, wenn Berichterstatter, so wie im vorliegenden Falle, den Mut finden würden, die genauen Ergebnisse zu veröffentlichen, selbst wenn dies so ausgelegt werden könnte, als ob die Konstruktion schwache Punkte aufweise.

III. Theorien.

Bericht N°. 10 : *Einfluss der inneren Temperatur und der physikalischen Verhältnisse auf die Stabilität von Staumauern aus Beton oder Mauerwerk.* (*Frankreich*).

A. Haegelen.

So notwendig praktische Messungen auch sind, so ist es ebenso wichtig, diese Beobachtungen in die mathematische Ausdrucksweise zu übertragen. Der Berichterstatter hat sich vornehmlich mit dem Temperaturwechsel befasst, der durch das sich setzen und härten des Zementes, durch Luft- und Wassereinflüsse und durch Schrumpfen des Beton hervorgerufen wird. Für die Abkühlzeit von Beton werden einige überraschend hohe Zahlen errechnet. Unter der Annahme, dass die Temperatur der Aussenluft konstant ist und dass ein Betonblock in einem bestimmten Augenblick eine bestimmte Uebertemperatur gegenüber der ihn umgebenden Luft hat, würden die im Nachstehenden angegebenen Zeiten benötigt werden, damit der Block sich soweit abkühlen kann, dass der Temperaturunterschied zwischen Innen- und Umluft-Temperatur nur noch ein Fünftel des Unterschiedes beim Messbeginn beträgt.

Dicke des Betons in m.	Zeit.
1	5 Tage.
5	4 Monate.
10	1 Jahr 4 Monate.
20	5 Jahre 5 Monate.

Der Einfluss der Temperaturänderungen in der Luft kann, so wird vorgeschlagen, durch zwei Sinus-Kurven dargestellt werden, die eine mit einer Periode von 1 Jahr und einer Amplitude aus den Unterschieden zwischen dem Maximum und Minimum der durchschnittlichen Tagestemperaturen, und die andere mit einer Periode von 24 Stunden. Für Wasser wird nur eine Kurve mit einer Periode von 1 Jahr angenommen. Weiterhin wird der Temperaturfall auf der Oberfläche des Beton und der Einfluss des Windes besprochen.

Wenn auch der letztere Teil Berichtes sich nur mit Gewölbesperren, die nicht unter Frage 1b fallen, beschäftigt, so sind doch einige der Angaben von allgemeinem Interesse.

Es wird festgestellt, dass bis vor ganz kurzer Zeit die Gründe für die Veränderung des Betons, als da sind Schrumpfen, Temperaturveränderungen und Wechsel in den elastischen Eigenschaften, als ganz verschiedene Phenomene angesehen wurden. In der Praxis hat jedoch diese Hypothese zu so unmöglichen Folgerungen geführt, dass die Ergebnisse dieser Rechnungen nicht immer ernst genommen und sogar oft ganz und gar verworfen wurden. Es scheint als ob die Schrumpfung eines statisch unbestimmten Bauwerkes von der eines Betonblocks, der sich nach allen Richtungen ausdehnen bezw. zusammenziehen kann, und von aussen her in keiner Weise belastet ist, abweicht und dass dieser Unterschied so gross ist, dass die Schrumpfbeanspruchungen vermindert werden. Der Elastizitätsmodul scheint zu schwanken und zwar je nachdem die Belastung plötzlich oder nach und nach erfolgt und die physikalischen Verhältnisse, die die inneren Beanspruchungen hervorrufen, sich schnell oder langsam ändern. Bei langsamer Belastung ist der Elastizitätsmodul anscheinend niedriger als man allgemein annimmt. Er wird vermutlich auch für trockenen Beton niedriger sein als für feuchten. Das Ergebnis ist, dass der Bau sich der Belastung anpasst und dass die Beanspruchungen zurückgehen werden, besonders diejenigen, die auf Schrupfung und Temperaturschwankungen zurückzuführen sind.

IV. Versuche und Pruefungen im Laboratorium.

Bericht N°. 8 : *Thermische Dauerunterſuchungen an abgebundenem Zement, (mit Nachtrag). (Oesterreich).*

Prof. Dr. E. Abel, Prof. Dr. P. Fillunger,
Priv. Doz. Dr. O. Redlich, Dr. Ing. R. Sandri.

Für diesen Bericht hat das Oesterreichische Nationalcomittee eine Reihe von Versuchen über die während der Härte-Periode in reinem Zement erzeugte Wärme durchgeführt. Den folgenden Punkten wurde besonderer Wert beigemessen : Die Versuche mussten über mehrere Monate ausgedehnt werden, wofür die zu verwendenden Apparate besonders konstruiert wurden, damit eine möglichst hohe Wärmeisolation erreicht werden konnte, und der Wärmeabzug durch die Kalorimeter gering gehalten wurde. Ausserdem wurde darauf geachtet, dass nur ein geringer Wämeunterschied zwischen Kalorimeter und Aussenluft bestand und eine dauernde Temperaturkontrolle der Umluft durchgeführt.

Sobald der Zement sich zu setzen begann, stieg die Temperatur so schnell an, dass sie mit der Versuchsmethode nicht mehr genau gemessen werden konnte. Der Temperaturanstieg während der ersten 33 Stunden nach dem Mischen des Zementes mit Wasser war jedoch grösser als 100° C. Die Einzelheiten des Temperaturanstieges nach 34 Stunden bis zu 98 Tagen und die entwickelte Wärme werden in dem Nachtrag zum Bericht aufgeführt. Die Hauptergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden : —

Zeit nach der Mischung.	Durchschnittlicher Temperaturanstieg pro 24 Stunden.
34 — 38 Std.	26,1° C.
2 — 3 Tage	14,3
3 — 4 »	9,5
4 — 5 »	5,0
5 — 10 »	1,84
10 — 20 »	0,91
20 — 30 »	0,42
30 — 40 »	0,30
40 — 50 »	0,29
90 — 98 »	0,10

Der Gesamtanstieg der Temperatur drei Monate nach Mischung

des Zementes betrug 180° C und selbst nach drei Monaten entwickelte sich noch eine Wärmemenge von 0,07 kgcal pro kg trockenen Zement und 24 Stunden. Die Analyse des benutzten Zements ist dem Bericht beigefügt.

Bericht N°. 16 : *Vorschlag zur Durchführung von Serienversuchen behufs Bestimmung des Schrumpfens von Beton, mit besonderer Rücksicht auf das diesbezügliche Verhalten des Gussbetons.* (*Ungarn*).

HUGO LAMPL, KGL. BAURAT.

Dieser Bericht enthält einen Untersuchungsvorschlag über die Schrumpfung, bei dem lange Betonbalken untersucht werden sollen, um den Einfluss des Anteils von Wasser und Zement, die Zusammensetzung von Stein und Sand und Behandlungsmethoden zu ermitteln.

Bericht N°. 38 : *Studies on shrinkage of concrete* (*Schweden*).

G. S. LALIN und N. ROYEN.

In Ländern wie Schweden, wo überschüssige Wasserkräfte vorhanden sind, ist seit längerer Zeit Bedarf für eine besondere Zementart vorhanden, die für Staumauern geeignet ist, die einseitigen Wasserdrücken standhalten sollen und bei denen ausserdem grosse Mengen Beton verarbeitet werden. Die besonderen Eigenschaften, die von einem solchen Zement verlangt werden, sind, dass er besonders geeignet ist, den Auflösungseinwirkungen des Wassers zu widerstehen und dass er während des Härteprozesses weniger Wärme entwickelt als normaler Zement. Der Bericht behandelt die Untersuchungen eines Spezialzementes, der vor kurzem in Schweden auf den Markt gebracht wurde.

Dieser langsam verhärtende Zement zeigte nach zwei Monaten dieselbe Druckfestigkeit wie normaler Zement. Die Schrumpfung von Versuchsbalken aus normalem und schnell verhärtendem Zement ergab — ausgedrückt in °C Temperaturfall — über 30° C. während bei dem langsam verhärtenden Zement in derselben Zeit weniger als 25° C. gemessen wurde. Ausserdem wurden Versuche an Beton von 6" Durchmesser durchgeführt, und zwar wurde ein Teil ohne Zugbeanspruchung und ein anderer unter einem Zug bis zu 16 kg/cm² beobachtet. Es wurden zwei Satz Zylinder verwendet, die nach zwei bezw. 5 Wochen untersucht wurden, wobei sich ergab, dass die Schrumpfung nach 5 Wochen 25 % geringer war. Es wurde durch die Versuche einwandfrei festgestellt, dass

der der Zugbeanspruchung ausgesetzte Zement in der Nähe der Bruchgrenze plastische Veränderungen (Fliessen) zeigt. Dies ist äusserst wichtig, um den hohen Beanspruchungen durch Schrumpfung und Temperaturänderungen entgegenarbeiten zu können.

Am Ende des Berichtes werden die Beanspruchungen, die der Schrumpfung zu verschiedenen Zeiten entsprechen, wiedergegeben.

V. Konstruktionseinzelheiten.

Bericht N°. 14 : *Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of the Assouan Dam.* (*Aegypten*).

A. Khairy Bey.

Eins von den grössten monolithisch gemauerten Bauwerken der Welt wurde im Jahre 1912 bei Assuan in Aegypten fertiggestellt. Diese Staumauer ist 1970 m lang und einschliesslich der zweiten Ueberhöhung ca. 50 m hoch. Denen, die annehmen, dass die Temperaturunterschiede in den Tropen verhältnismässig gering seien, sei hier mitgeteilt, dass die höchste bei Assuan festgestellte Temperatur + 51,6° C. im Schatten und die tiefste Temperatur — 1° C. beträgt, was einen Temperaturunterschied von beinahe 53° C. bedeutet.

Nach mit Pyrometern und Thermometern ausgeführten Messungen schwankt die Temperatur im Innern der Mauer um 12° C. Wenn man mit einem Ausdehnungskoeffizienten von 0,00001 und diesem Temperaturunterschied rechnet, so kann der Damm in seiner Gesamtlänge einen Längenunterschied von 23 cm aufweisen. In dem ersten Bauteil wurde dieser Tatsache durch keine Vorbeugungsmassnahme Rechnung getragen, und eine Untersuchung ergab, dass der Damm auf beiden Seiten eine ganze Reihe von Rissen zeigte, die an den Bögen, die die Abflusskanäle überspannen, besonders häufig waren. Bei der zweiten Erhöhung wurden die Temperatureinflüsse berücksichtigt und Dehnungsfugen vorgesehen, nicht nur in der üblichen Weise, d. h. Unterteilung der Mauer in Abschnitte von 7 bis 9,50 m. Breite, sondern auch zwischen dem Originaldamm und der Stützpfeilern.

Wenn auch die Konstrucktionseinzelheiten nicht unter Frage Ib behandelt werden, so ist es doch interessant, die eingehenden Beschreibung dieser Verbinder und der damit ausgeführten Versuche zu lesen. Der Bericht bringt viele gute Aufnahmen der Arbeiten an der zweiten Erhöhung des Assuan Dammes.

ABSCHLIESSENDE BEMERKUNGEN UND DISKUSSIONSPUNKTE.

Eine grosse Zahl der eingereichten Berichte befasst sich mit den tatsächlichen Bewegungen von Gewichtsmauern, die vermittels verschiedener Methoden gemessen wurden, und ist von besonderem Interesse. Die bisher allgemein gebräuchlichen Theorien können diese Abweichungen nicht genügend erklären, weshalb diese Messungen ohne Zweifel in verschiedenen Punkten zu einer Verbesserung der zur Zeit angewandten Methoden für die Berechnung und Konstruktion führen werden.

Die für das Messen der Abweichungen und der Temperatur benutzten Messinstrumente sind in einigen Berichten ziemlich eingehend beschrieben, sodass es möglich ist, sich eine Meinung über ihre Konstruktion und Verwendungsmöglichkeit zu bilden, während in anderen Berichten nur die Namen und der Verwendungszweck dieser Einrichtungen angegeben werden.

Ich habe zu dem Zwecke eine etwas eingehendere Kenntnis von Erfahrungen, die in den verschiedenen Ländern gemacht wurden, zu erhalten, vorgeschlagen, dass die Nationalkomitees gebeten werden sollen, eine Anzahl von Instrumenten nach Stockholm zu senden, damit während der Kongresstage eine inoffizielle Ausstellung derselben eingerichtet werden könne. Ich haben weiterhin angeregt, dass die folgenden Einzelheiten jedem Instrument beigefügt werden : Name und Adresse des Herstellers, Preis und Beschreibung des Instruments und schliesslich die zu erreichende Messgenauigkeit und die Namen der Mauern, bei denen ähnliche Instrumente verwendet wurden. Hoffentlich werden einige Instrumente mitgebracht werden, da dies den Kongressteilnehmern eine bessere Uebersicht über die vorhandnen Einrichtungen gibt.

Was die Thermometer betrifft, die in den Beton eingebaut werden, und die für viele Jahre verwendet werden sollen, so möchte ich eine Warnung, die sich auf eigene Erfahrungen begründet, für alle die anbringen, die solche Instrumente verwenden wollen : Es ist sehr wichtig, die Auswahl der Instrumente sorgfältig vorzunehmen, besonders mit Bezug auf die Isolierung, da man sich sonst der Gefahr des Versagens und Geldverlusten aussetzt. Untaugliche Instrumente mögen zwar eine gewisse Zeitlang einwandfrei arbeiten, können jedoch plötzlich nach ein oder zwei Jahren versagen.

Um nun zu dem Hauptgründen für die Veränderungen überzugehen, habe ich diese unter sieben Hauptpunkte eingeteilt :

1. — Die Belastung :
   a) Wasserdruck;
   b) Gewicht des Mauerwerks ;
   c) andere Belastungen, wie Eisdruck, plötzliche Stösse, Schwingungen erzeugt durch das Ueberfliessen des Wassers über die Mauer etc.;
2. — Quellen und Schwinden erzeugt durch den Wechsel im halb gebundenen Wasserbestand des Materials.
3. — Temperaturänderungen :
   a) erzeugt durch die Entwicklung und Zerstreuung von von Wärme, die vom Zement während des Bindens und Verhärtens erzeugt wird;
   b) in der Aussenluft;
   c) Wasser, das die Mauer berührt.
4. — Veränderungen im Material :
   a) Aenderungen der Elastizitätseigenschaften;
   b) Aenderungen in dem spezifischen Schwergewicht erzeugt durch Veränderungen im Feuchtigkeitsbestand.
5. — Plastische Veränderung im Mauerwerk.
6. — Oertliche Ermüdung, Nachlassen der Beanspruchungen durch Risse oder andere Unregelmässigkeiten im Mauerwerk, etc.
7. — Bewegungen der Fundamente, einschliesslich Erdstösse.

Elastische oder zurückgehende Formveränderungen können durch 1 *a*) und *c*), 2, 3 *b*) und *c*), 4 *b*) und 7 erzeugt werden, während dauernde Veränderungen durch 1 *b*), 3 *a*), 4 *a*), 5, 6, und 7 bewirkt werden können.

Im allgemeinen werden die dauernden Veränderungen in zwei Teile eingeteilt : *a*) die Hysterese, die unabhängig von der Zeit ist *b*) die Nachwirkung, die mit der Zeit zunimmt.

Bei Materialien, die eine bestimmte Proportionalitätsgrenze haben, wie z. B. Stahl, setzt die Hysterese erst ein, wenn die Beanspruchungen die Grenze überschreiten, während sie bei Materialien wie Gusseisen oder Beton schon bei verhältnismässig geringen Beanspruchungen eine bemerkenswerte Höhe erreichen kann. Bei Materialien mit zusammengesetzter Struktur ist die Nachwirkung oft ganz bedeutend. Bei Beton ist es jedoch schwierig, zwischen

diesen beiden Arten von dauernden Veränderungen zu unterscheiden. Nebenbei soll darauf hingewiesen werden, dass die Zeit selbst bei elastischen Formveränderungen Einwirkungen hervorrufen kann, die jedoch nur bei ziemlich plötzlichen Aenderungen der Belastung oder Beanspruchung bemerkt werden können.

Ich beabsichtige im Folgenden nicht den Versuch zu unternehmen, den Inhalt der Berichte unter diesen Punkten zusammenfassen, noch will ich versuchen, mich mit jedem der oben angegebenen Gründe zu befassen, sondern werde meine Bemerkungen auf diejenigen beschränken, die meiner Meinung nach besonders beachtet werden sollten und vielleicht Diskussionspunkte abgeben.

Die Untersuchungsergebnisse scheinen darauf hinzuweisen, dass das Austrocknen von Betonbauwerken beträchtlicher Dicke sich auf eine verhältnismässig dünne Schicht an der Oberfläche erstreckt. Wenn die Mauer vom Wasser bespült wird, wird eine Schicht an der bergseitigen Oberfläche mit Wasser durchtränkt, was ein Quillen hervorruft. Der Anteil dieses Quellens an der Formveränderung hängt natürlich zu einem grossen Teil davon ab, wie tief das Wasser in den Beton eindringt. In dieser Hinsicht scheinen noch keine endgültigen Informationen vorhanden zu sein. Natürlicherweise wird man grosse Schwankungen erwarten können. Bei einer Mauer, deren talseitige Oberfläche feucht wird und auch mehr oder weniger feucht bleibt, sickert das Wasser dauernd langsam durch, während die quellende Schicht an der bergseitigen Oberfläche einer wasserdichten Mauer, die an der talseitigen Oberfläche nur eine unbedeutende Verdunstung oder gar keine Feuchtigkeit zeigt, verhältnismässig dünn sein wird. Es ist darauf hingewiesen worden, dass bei den meisten Gewichtsmauern eine bestimmte Grenze zwichen «trockenem» und «feuchtem» Beton besteht, und dass sich diese Grenze mit der Höhe des bergseitigen Wasserstandes ändern wird. Es scheint mir, als ob sich hier ein Feld für weitere Untersuchungen erschlösse.

Die Gründe für die Erhärtung von Zement können zum einen Teil dem Umstand zugeschrieben werden, dass die im Zement hervorgerufenen Kristalle sich vereinigen und zusammenziehen und zum anderen Teil einem kolloidalem Koagulations-Prozess. Kristalle und Gels werden gebildet, was für das Vorhandensein und den Zustand des Wassers im Zement von grosser Wichtigkeit ist. Im folgenden ist eine Zusammenfassung angegeben, aus der zu ersehen ist, dass das im Beton vorhandene Wasser in drei Kategorien eingeteilt werden kann.

a) Gebundenes Wasser, das in den chemischen Verbindungen und den Kristallen enthalten und fest absorbiert ist. Dieses Wasser, dessen Anteil am Zement 20 % beträgt, kann in annehmbarer Zeit nicht an die Oberfläche des Betons gebracht werden, auch nicht unter Anwendung von absolut trockener Luft. Es kann daher nur experimentell nachgewiesen werden, und zwar vermittels eines Prozesses, bei dem ein nicht allzu fein pulverisiertes Betonstück verwandt wird.

b) Halbgebundenes Wasser. Dies kann ausgetrocknet werden, wenn die relative Feuchtigkeit der Luft, von etwa 97 % auf 0 herabgesetzt wird. Man kann annehmen, dass dieses Wasser in den Kapillaren und Gelen enthalten ist.

c) Freies Wasser. Dieses befindet sich in den grösseren Poren und Zwischenräumen und kann leicht ausgetrocknet werden mit Luft, deren relative Feuchtigkeit nur um einen Bruchteil geringer ist als 100 %.

Wenn der Betrag an freiem Wasser gross ist, so deutet das auf einen porösen Beton hin und umgekehrt, während der Betrag an halb gebundenem Wasser der Anzahl der Kapillaren und Gelen im Beton entspricht. Materialien wie Gips, die keine Gele enthalten, schrumpfen nicht; soweit jedoch Beton infrage kommt, geben Anzahl und Grösse der Gele einen Anhalt für die Schwindmöglichkeiten.

Wenn Wasser unter niedrigem Druck auf porösen Beton aufgepresst wird, so wird das Lecken von dem Volumen der Poren und Zwischenräume, oder, falls das Material mit Wasser gesättigt ist, vom Betrag an freiem Wasser abhängen. Wenn jedoch der Wasserdruck gross ist, so wird das Wasser auch in die Kapillaren eindringen und die Undichtigkeit wird zusätzlich von der Anzahl der Kapillaren oder in anderen Worten von dem Betrag an halb gebungenem Wasser abhängen.

Die in der folgenden Tabelle angegebenen Daten basieren auf vor kurzem ausgeführten Versuchen im Zement- Laboratorium der Kgl. Schwedischen Ingenieurwissenschaftsakademie in Stockholm und geben einen allgemeinen Ueberblick über den in verhärtetem Zement enthaltenen Wasserbetrag (ausgedrückt in Volumen-Prozenten).

TABELLE I.

	Gewöhnlicher Portland Zement gemischt mit 26 % Wasser.			Gewöhnlicher Portland Zement gemischt mit 49 % Wasser.			Aluminium Zement gemischt mit 77 % Wasser.		
	Nach			Nach			Nach		
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Zement einschl. gebundenem Wasser.	64	72	74	46	52	56	49	50	52
Halb gebundenes Wasser	30	28	26	26	28	32	19	19	21
Freies Wasser.	6	0	0	28	20	12	32	31	27

Die angegebenen Versuche wurden bei einer Temperatur von 20° C ausgeführt. Der folgenden Tabelle können die Wasserbeträge im Beton in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit entnommen werden. Die angegebenen Zahlen sind Volumen-Prozente der Bestandteile eines verhärteten Betons 1 : 5 nach 28 Tagen mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 1.0.

TABELLE II.

	Relative Luftfeuchtigkeit in %				
	0	25	50	75	100
Sand und Stein	58	58	58	58	58
Zement	10	10	10	10	10
Wasser :					
gebunden	6	6	6	6	6
halb gebunden	0	4	8	13	16
frei	0	0	0	0	10
Luft	26	22	18	13	0

Die Summe von halb gebundenem Wasser, freiem Wasser und Luft ist 26 % bei allen Feuchtigkeitsgraden und daher konstant. Die grosse Porosität ist auf das hohe Wasser-Zement-Verhältnis dieses Betons zurückzuführen. Bei einem Werte von 0.60 ist die Summe halb gebundenem Wasser, freiem Wasser und Luft auf 14 % reduciert. Dies zeigt, wie wichtig es ist, das Wasser-Zement-

Verhältnis niedrig zu halten, um einem nicht porösen Beton zu erhalten. Es ist natürlich so zu verstehen, dass Zement und gebundenes Wasser eigentlich nicht separat vorhanden sind, und dass sie nur aus dem Grund separat aufgeführt wurden, um ihre Funktionen zu erkennen.

Beim Trocknen von Beton verflüchtigt sich zuerst das freie Wasser, was aber noch keine Zusammenziehung bewirkt. Diese wird durch das Verschwinden des Wassers aus den Gelen bewirkt und es ist daher erst der nun folgende Prozess, d. h. das Verflüchtigen des halb gebundenen Wassers, der das Schwinden einleitet. Es ist kaum möglich, eine Abhängigkeit zwichen Schwinden und Gesamtwasserbestand zu finden, trozdem bereits Versuche in dieser Richtung ausgeführt wurden, bei denen die Aenderung des Wasserbestandes durch Wiegen des Betons festgestellt wurde.

Aus Tabelle II ist zu entnehmen, dass der Gewichtsunterschied zwischen trockenem und gesättigtem Beton bis zu 10 % betragen kann.

Ein einzigartiges Beispiel für die Resultate von Schwinden, Quellen und Temperaturänderungen kann aus den Untersuchungen an der Ringedal Mauer in Norwegen angeführt werden. Diese Mauer ist 34 m hoch und 520 m lang. Achtzehn senkrechte Dehnungsfugen mit einem gegenseitigen Abstand von 19 — 35 m sind vorgesehen, die 18 m unterhalb der Oberkante enden.

Der Wasserspiegel oberhalb der Mauer ändert sich in ausserordentlichem Umfange. Im allgemeinen ist der Stausee von Ende Juli bis Mitte Oktober voll. Von da an wird ununterbrochen während des Winters Wasser entnommen, sodass der Wasserspiegel im Januar ca. 15 m unterhalb der Oberkante der Mauer steht. Der Stausee ist Ende März oder Anfang April vollständig entleert, und bleibt leer bis zu Mitte Juni, wenn der Wasserspiegel wieder zu steigen beginnt.

Bevor die Mauer durch Anbringen einer freien Betonplatte vor dem Damm repariert wurde, liess sie eine bedeutende Menge Wasser durch, das den Beton durchdrang und zu einem ausgedehnten Entwässerungssystem, das 2—3 m von der bergseitigen Oberfläche eingebaut ist, gelangte. Die im Folgenden angegebene Erscheinung wurde beobachtet und ist hierauf und auf die grossen Unterschiede im Wasserstand zurückzuführen.

Während der Dauer des niedrigen Wasserstandes im Winter und der Zeit, während der das Becken leer war, d. h. im April und Mai, trocknete der Beton mehr oder weniger aus und war

schweren klimatischen Bedingungen unterworfen, die wahrscheinlich an der Oberfläche Risse hervorriefen. Während des Füllens des Staubeckens im Juni und Juli, konnte das Wasser den Beton leichter durchdringen als später nachdem die Oberfläche wieder mit Wasser durchtränkt und gequollen war. Das Lecken war daher bei ansteigendem Wasserstande grösser als bei sinkendem. Bei konstantem Wasserstand (im August und September) verminderte sich das Lecken langsam — im ganzen ungefähr 10 % — und wurde konstant, wenn der Wasserstand ca. 45 Tage gleich geblieben war.

Es ist möglich die Temperaturerhöhung, die während des Abbindens und Erhärtung des Beton in einer bestimmten Zeit eintritt, in absolut isoliertem Beton für verschiedene Mischungen und wechselnde Wasser-Zement-Verhältnisse zu schätzen, wenn der vom Zement während dieser Zeit entwickelte Wärmebetrag bekannt ist. Diese Temperaturerhöhung in ° C ist in Tabelle III angegeben.

TABELLE III.

Beton-Mischung.	Wasser-Zement Verhältnis.	Vom Zement während der fraglichen Zeit entwickelte Wärme in kgcal pro kg.		
		30	70	110
1 : 12	0,4	10° C.	24° C.	37° C.
	0,6	10	23	34
	0,8	10	22	32
1 : 8	0,4	15	33	50
	0,6	14	31	45
	0,8	14	29	42
1 : 5	0,4	21	45	69
	0,6	20	41	60
	0,8	19	38	54

Es kann angenommen werden, dass erstklassiger handelsüblicher Portland Zement im allgemeinen 80, 90 und 100 kgcal pro kg Wärme während 3, 7 und 28 Tagen entwickelt.

Die tatsächliche Temperaturerhöhung im Innern einer dicken Mauer hängt natürlich zum grossen Teil von der Geschwindigkeit ab, mit der der Beton aufgebracht wird. Die Temperaturen werden praktisch denen der Tabelle 3 entsprechen, wenn das Aufbringen mehr oder weniger fortlaufend erfolgt. Dies wird durch die Tatsache bestätigt, dass man bei Messungen an Mauern (siehe z. B. Bericht N°. 6 und 11) gefunden hat, dass der höchste Temperaturanstieg im allgemeinen mehrere Tage nach dem Aufbringen des Zementes eintritt.

Es ist erfreulich festzustellen, dass die besprochene Wärmeentwicklung, die selbst nach 6 Monaten noch eine bemerkenswerte Grösse aufweist (siehe Bericht N°. 8), jetzt bei dem Entwurf und der Konstruktion von Staumauern allgemein berücksichtigt wird. Bei dicken Mauern dauert es mehrere Jahre, bis sich diese Wärme verteilt hat (siehe Berichte N° 6 und 7). Dieser Umstand sollte beim Bestimmen von offenen Dehnungsfugen beachtet werden, die sich vielleicht nach mehreren Monaten schliessen.

In letzter Zeit sind besondere Vorkehrungen vorgeschlagen worden, um eine Temperaturausgleichung in kürzerer Zeit zu erreichen. So ist beim Hoover Damm mit einer maximalen Höhe von 220 m ein Kühlsystem angebracht worden. Für dasselbe Bauwerk wurde ein besonderer Zement vorgeschrieben, der eine höchste Wärmeentwicklung von 60 Cal nach 7 Tagen und 70 Cal nach 28 Tagen nicht überschreiten darf. Für eine andere grosse Mauer mit einer Höhe von 100 m, die jetzt im Pine Canyon in Amerika gebaut wird, waren die entsprechenden Zahlen : 65 Cal nach 7 Tagen und 80 Cal nach 28 Tagen. Der tatsächlich gelieferte Zement hatte im Durchschnitt eine Wärmeentwicklung von 55 Cal nach 7 Tagen und 65 Cal. nach 28 Tagen.

Bericht 38 behandelt einen besonderen langsam härtenden Zement, der in Schweden hergestellt wird, und auch in Norwegen wurde kürzlich, entsprechend Bericht N°. 41, ein Zement mit geringer Wärmeabgabe verwendet, der nur 50 % der Wärme von normalen Portland Zement entwickelt.

Es soll noch angegeben werden, dass es auf Grund von neueren Entwicklungsarbeiten möglich ist, auf Grund einer normalen chemischen Analyse eines Zementes die Wärmemenge zu schätzen, die dieser Zement in einer bestimmten Zeit abgeben wird.

Es ist interessant, die Zahlen der Tabelle III mit denen der Tabelle IV zu vergleichen, die die tatsächlich an dicken Mauern gemessenen und in den Berichten angegebenen Temperaturerhöhungen und höchsten Temperaturen enthält :

TABELLE IV.

Bericht No.	Höchste Temperatur.	Grösster Temperaturanstieg.
12	37,8° C.	17,8° C.
12	19,5	17,5
44	—	20
11	55	30
6	—	31
43	52	36,5
43	62	39

Wegen der während der Versuche bestehenden Bedingungen verweise ich auf die einzelnen Berichte, und mache besonders auf Tabelle III im Bericht N°. 43 aufmerksam, in der die entsprechenden Werte für eine grosse Anzahl amerikanischer Staumauern angegeben sind.

Man muss beachten, dass das Zunehmen der Festigkeit mit der Zeit bei Beton, der bei hohen Temperaturen ausreift, verschieden ist von der Festigkeit von Betonproben, die sich unter normalen atmosphärischen Verhältnissen härten.

Theorien und Methoden, wie mit der Wärmeübertragung zu verfahren ist und wie sie zu errechnen ist, werden jetzt mehr und mehr bekannt, sowohl was die Abkühlung der Mauern als auch die Temperaturänderungen hervorgerufen durch Atmosphäre und Wasser betrifft. Für Schätzungszwecke ist oft angegeben worden, zwei übereinander gelagerte Sinus- oder Cosinuskurven der Temperaturschwankungen in der Umluft zu verwenden, die eine mit einer Periode von einem Jahr und die andere mit einer Periode von einem Tag (siehe Bericht N° 10, in dem vorgeschlagen wird, als Basis für die jährliche Kurve die tägliche Durchschnittstemperatur einzusetzen). Einer Untersuchung zufolge, die ich vor einigen Jahren ausführte, kann jedoch eine bedeutend grössere Genauigkeit mit ungefähr derselben Arbeitsleistung erreicht werden, und zwar durch Verwendung von drei übereinander gelagerten periodischen Funktionen. Die Funktion der jährlichen Periode wurde damals durch die höchste und niedrigste monatliche Durchschnittstemperatur für Sommer und Winter bestimmt. Hierüber wurde eine Funktion mit einer Periode von mehreren Tagen und eine dritte Funktion mit einer Periode von einem Tage gelagert. Um zum Beispiel die beste Uebereinstimmung mit vorhandenen Aufzeichnungen über besonders kalte Jahreszeiten in Schweden, wie die Winter der Jahre 1867, 1875, 1892 und 18939 und besonders warmen Zeiten, wie die Sommer von 1868 und 1901, zu erhalten, müsste die zweite Funktion für das schwedische Klima eine Periode von 15 Tagen für Wintermonate und von 24 Tagen für die Sommermonate erhalten. Es soll noch darauf hingewiesen werden, dass die tägliche Periode für den Norden Schwedens im Winter durch eine viertägige ersetzt werden müsste, da die Sonne während der dunklen Wintermonate niemals über den Horizont hervorkommt.

An Orten mit kaltem Klima wird durch eine Eisdecke eine Isolation gebildet. Die Eisdecke kann sich unter Wasser auf der bergseitigen Oberfläche von dünnen Konstruktionen und auf der talseitigen

Oberfläche aller Mauern bilden, bei denen ein Ueberfliessen in so kleinen Mengen, dass eine Eisbildung möglich ist, stattfindet. Die Dicke des Eises an der talseitigen Oberfläche der Gewölbemauer bei Gideabacke in Nordschweden war im Winten 1926 nicht weniger als 1,70 m und muss natürlich eine bedeutende Isolationswirkung gehabt haben.

Mir ist bisher noch keine Beobachtung und Untersuchung der Wärmewirkung von direkter Sonnenbestrahlung auf Beton zu Gesicht gekommen, die in den Tropen ziemlich bedeutend sein muss.

Was die Veränderungen der elastischen Eigenschaften betrifft, so ist es interessant, dass der Elastizitätsmodul von verhärtetem Zement anscheinend stark von dem Betrag an gebundenem Wasser abhängt. Der Koeffizient E kann aus folgender Formel errechnet werden :

$$E = k \sqrt{T D}$$

in der T die Enddruckbeanspruchung,
D die Endzugbeanspruchung,
k eine Konstante, deren Wert ca. 970 beträgt, bedeutet.

Diese Formel wurde im Zement-laboratorium der Kgl. Schwedischen Ingenieurwissenschaftsakademie aufgestellt und ist bei Versuchen an Portland und Aluminium Zement und anderen Bindemitteln erprobt worden, wobei das Alter der Proben zwischen 1 und 21 Tagen schwankte, bei verschiedenen Zusammensetzungen von Wasser und Bindematerial.

Der Ausdruck «Plastische Verformung» bedeutet im allgemeinen die unelastische Verformung, die mit der Zeit eintritt, sobald Beton belastet wird. Das darf nicht mit Schwinden verwechselt werden, das eintritt, ob der Beton belastet wird oder nicht, jedoch ist es möglich, dass beide Phenomene miteinander in Beziehungen stehen. Ausserdem kann ein Zusammenhang zwischen der plastische Verformung und den Veränderungen der Elastizitätseigenschaften und besonders dem Elastizitätsmodul des Materials bestehen. In der Tat kann die plastische Verformung und die Aenderung des Elastizitätsmoduls zumindesten zum Teil dasselbe sein, wenn auch für diese Schlussfolgerung ausreichende Angaben noch nicht vorhanden sind.

Ueber die Frage der plastische Verformung sind in England kürzlich wichtige Forschungen ausgeführt worden, von denen ich im Nachstehenden eine Zusammenfassung der Ergebnisse, Eisenbeton betreffend, bringen will. Die Angaben basieren auf der De-

inition, dass die plastische Verformung, nachdem Berichtigungen ür Temperaturveränderungen gemacht wurden, zu jeder Zeit den Jnterschied zwischen Gesamtverformung und der Summe aus lastischer Verformung und Schwinden darstellt.

Das Mass der plastische Verformung nimmt unter Belastung nit der Zeit ab;

die plastische Verformung nimmt mit höherem Alter zur Zeit der Belastung ab;

unter bestimmten Umständen kann die plastische Verformung, bis zum 4 oder 5 fachen Betrag der elastischen Bewegung anwachsen;

die plastische Verformung ist der angewendeten Beanspruchung praktisch proportional. Diese Proportionalität wird auch über die normalen Konstruktionswerte hinaus beibehalten;

es besteht ein Grenzwert für die Verformungsbewegung, der jemals erreicht werden kann;

der Wert für die Verformung ist dem Betrage nach derselbe für Zug oder Druck; und

die plastische Verformung, nimmt zu, wenn der Anteil von Sand und Stein im Verhältnis zu dem des Zementes zunimmt. Die Grenzwerte sind den Beträgen an Sand und Stein ungefähr proportional. Für Beton 1 : 9 (Gewichtsteile) ist der Grenzwert ca. 1,6 mal so gross als für 1 : 6 und mehr als viermal desjenigen für Beton 1 : 3.

Allgemein gilt, dass alles, was die Festigkeit des Betons beeinträchtigt, scheinbar die Verformung erhöht.

In diesem Zusammenhang möchte ich auf eine kürzlich in England entwickelte Theorie hinweisen, die sich auf das Schätzen dieser Grenzwerte bezieht, und anscheinend genügend nachgeprüft ist. Beton wird aus den folgenden zwei Teilen bestehend angesehen :

i) Das zementartige Material, das sich unter Belastung wie zähe Materialien verhält, und

ii) die passive Masse, die unter Belastung keine plastische Verformungserscheinungen zeigt.

Diese Verschiedenheit im Verhalten der beiden Bestandteile unter Belastung bewirkt, dass der plastische Verformung des Zementes von der passiven Masse Widerstand geleistet wird, und dass diese Masse als Ergebnis dieses Widerstandes höher beansprucht wird, während sich die Beanspruchung des Zementes mit der Zeit verringert. Selbst bei kurzzeitigen Versuchen an gewöhnlichem Beton nahm die plastische Verformung innerhalb weniger

Minuten nach Aufbringung der Belastung bemerkenswert ab, was man mit Belastungsverschiebungen innerhalb Betons erklärt.

Ich möchte weiterhin auf die Zusammenfassung am Ende von Bericht N°. 9 verweisen, in der darauf hingewiesen wird, dass das Belastungsfeld nicht zusammenhängend ist und sich mit der Zeit verändert und dass, wahrscheinlich ausserhalb dieses Feldes, inaktive Zonen vorhanden sind, die keine Verformungen aufweisen. Auch Bericht N° 10 befasst sich mit dieser Frage. Leider sind aber die in den Berichten über die Messungen angegebenen Einzelheiten nicht ausreichend, um diese Probleme genügend zu beleuchten, jedoch soll in diesem Zusammenhang auf Bericht N° 6 hingewiesen werden.

Eine der Hauptfragen beim Vergleichen der errechneten Abweichungen mit den tatsächlich gemessenen betrifft das statische Verhalten der Staumauern und im besonderen die örtlichen Ermüdungserscheinungen und das Nachlassen der Beanspruchungen durch Risse im Mauerwerk. Wir wollen zum Beispiel eine sogenannte Gewölbegewichtsmauer betrachten. Im Falle, dass die Mauer mit Dehnunsfugen errichtet wurde, diese aber mit Asphalt verstrichen sind, wird jedes Segmente für sich allein als Gewichtsmauer wirken. Wenn aber die Dehnungsfugen bei niedriger Temperatur mit Zement injektiert sind, so kann man, nachdem das Schwinden stattgefunden hat, auf eine Gewölbewirkung rechnen. Wenn jedoch keine Dehnungsfugen vorgesehen sind, so wird eine Gewölbewirkung nur so lange vorhanden sein, wie die Mauer intakt ist. Es wird jedoch allgemein zugegeben werden, dass sich in einer solchen Mauer von einer gewissen Grösse querlaufende Risse bilden werden, die die Gewölbewirkung aufheben. Natürlich muss man bei einem solchen Bauwerk grosse Veränderungen in den gemessenen Abweichungen erwarten, die von der Grösse der vorhandenen Gewölbewirkung abhängen.

Als praktisches Beispiel für die vorstehenden Angaben kann der Mulholland Damm in Californien angeführt werden, der im Jahre 1927 fertiggestellt wurde. Die Staumauer ist ca. 80 m hoch und mit einem Radius von ca. 150 m gebogen. Sie wurde ohne senkrechte Dehnungsfugen errichtet. Bald nach der Fertigstellung zeigten sich vertikale Risse, deren Abstand zwischen 12 und 24 m. schwankte. Durch diese Risse leckte die Mauer ziemlich, und auch durch zeitweiliges Heben des Wasserspiegels und dadurch hervorgerufenes Quillen konnte keine Abhilfe geschaffen werden. Einige dieser Risse wurden abgedichtet und nach zwei oder drei

Jahren hörte das Lecken durch die restlichen Risse auf oder war stark zurückgegangen.

Von Fachleuten, die sich mit diesem Wehr befasst haben, ist darauf hingewiesen worden, dass es leicht möglich ist, dass das sich schliessen der Risse auf einer dauernden Talabwärtsbewegung während einer Reihe von Jahren beruht, während der die Mauer zwischen den seitlichen Widerlager zusammen-gepresst wurde und dass dadurch die Gewölbewirkung, die die Konstrukteure erhofft hatten, eingetreten ist.

Wegen der komplizierten und verschiedenartigen Probleme ist es nicht angebracht, in jedem einzelnen Fall Folgerungen von zu weit reichender Wirkung zu ziehen. Ergebnisse müssen in jedem Falle genau geprüft und mit den Erfahrungen aus anderen Quellen verglichen werden. Es ist ausserdem wichtig, sich vor dem Uebernehmen von unsicheren Schlussfolgerungen zu hüten, auch wenn sie sich zufällig mehrfach als richtig erwiesen haben. Besondere Beachtung sollte man der Tatsache, die in verschiedenen Berichten erwähnt wird, schenken, nämlich dass es schwierig ist, die Ergebnisse von Laboratoriumsuntersuchungen und Proben auf die eigentliche Konstruktion von hohen Mauern anzuwenden. Hierbei ist besondere Vorsicht geboten.

Als allgemeine und erfreuliche Schlussfolgerung kann gesagt werden, dass die eingereichten Berichte dafür Zeugnis ablegen, dass wir auf Wege zur fortdauernden und verstärkten Anwendung der technischen Wissenschaft auf den Entwurf und die Konstruktion von Staumauern in grossen Schritten vorwärtskommen. Es ist ausserdem ersichtlich, dass wir zu einem besseren Verstehen der Wirkungen äusserer Kräfte und innerer Phenomene gelangen. Dies ist wohl hauptsächlich auf die Untersuchungen an den Modellen in natürlicher Grösse, die die vorhandenen Mauern selbst vorstellen, zurückzuführen.

QUESTIONS RELATIVES AUX INFLUENCES DE LA TEMPERATURE INTERNE ET A LA DEFORMATION DES BARRAGES-POIDS

Par Mr Bo HELLSTROM, M.I.Struct.E., A.M,Inst.C.E.

Il a été fourni sur cette question dix-huit rapports, provenant de onze pays différents ; on peut les classer, d'après leurs lignes générales, en cinq catégories :

I. Mesures des déformations et appareils employés : Rapports nos 12 (en partie), 13, 7 et 42.

II. Causes des déformations, telles que : influence des variations de température, etc. : Rapports nos 9, 41, 12 (en partie), 11, 6, 43, 44 et 15.

III. Théories : Rapport n° 10.

IV. Expériences et essais de laboratoire : Rapports nos 8, 16 et 38.

V. Détails de construction : Rapport n° 14.

Bien que certains de ces rapports traitent plusieurs de ces chapitres, il sera plus commode et plus clair de les examiner en suivant le classement ci-dessus.

I. — Mesures des déformations et instruments employés dans ce but.

Rapport n° 12. — *Deformationsmessungen an Staumauern (Suisse)*

W. Lang

Au cours des dix dernières années environ, on a fait plusieurs observations sur les mouvements qui se sont produits dans un certain nombre de barrages suisses en béton et en maçonnerie, de types divers. Ces mesures ont été exécutées par triangulation et cette méthode, qui comporte un degré de précision extraordinaire, a été appliquée par MM. H. Zeolly et W. Lang, du Service topographique fédéral suisse. C'est grâce à ces travaux de recherches que nous possédons aujourd'hui quelques données sur les mouvements des grands barrages pendant une longue période de plusieurs années consécutives.

Les appareils employés pour ces observations ont été des théodolites de haute précision, munis de microscopes permettant de lire les angles à une fraction de seconde d'arc près. En outre, les mouvements verticaux ont été déterminés par des procédés de nivellement de haute précision.

En général, les mesures initiales ont été exécutées aussitôt que possible après la fin de la construction des barrages et ont été renouvelées une fois les réservoirs remplis. Postérieurement, les lectures ont été faites à des intervalles de quelques années, en sorte que le résultat final s'applique à un intervalle de temps considérable.

Les résultats des mesures peuvent se résumer comme suit :

a) En général, la déformation horizontale a été faible et n'a pas dépassé le maximum de 25 mm.

b) Tous les barrages étudiés ont manifesté une déformation permanente notable.

c) Le déplacement de tous les barrages vers l'aval a été continu pendant plusieurs années (3 mm. env. en 6 ans à Amsteg).

d) La déformation maximum entre l'ouvrage sans charge et l'ouvrage avec réservoir plein a été inférieure au bout de 6 ans aux données correspondant aux mesures initiales (Amsteg).

e) En général, on n'a pas noté de déformation dans les fondations, sauf dans un seul cas (Rempen). Dans un cas (barrages à voûte unique), on a noté également un mouvement appréciable dans les culées (9,5 mm, à la Jogne).

f) On a noté des mouvements verticaux, mais ils sont indépendants du niveau de l'eau dans le réservoir. Dans un barrage, la déperdition de chaleur chimique du béton a été accompagnée d'un petit tassement du couronnement ; mais, ultérieurement, l'influence des variations de température n'a eu qu'une importance très faible (Rempen). Pendant une période de quatre ans, le couronnement d'un autre barrage (Schrach) s'est tassé de 3,5 mm et la fondation de 2 mm.

L'auteur a consacré la plus grande partie de son rapport aux procédés de mesure des déformations qui se produisent dans diverses conditions, et a fait ressortir le fait qu'il faut continuer les mesures pendant plusieurs années, pour obtenir des données complètes.

Les procédés employés en Suisse, pour déterminer les mouvements d'un barrage, peuvent se classer de la manière suivante :

A. — Les appareils sont placés sur ou dans le barrage, pour :

a) mesurer les distances au moyen de micromètres ou d'extensomètres ;

b) mesurer l'inclinaison au moyen d'échelles clinométriques ;

c) exécuter les mesures au moyen du pendule.

B. — Les appareils sont disposés à des emplacements fixes, aux environs du barrage, pour exécuter :

a) les alignements ;

b) les mesures trigonométriques.

Le rapport donne la description des divers procédés et appareils employés, en évalue la précision et en décrit les avantages et les inconvénients.

Rapport n° 12 (en partie). — *Einfluss der inneren Temperatur und Deformation der Schwergewichtsmauer* (*Suisse*)

A. Kaech et H. Juillard

Bien que la méthode trigonométrique pour mesurer la déformation, qui donne une précision d'environ 0,5 à 1,0 mm, permette d'enregistrer les mouvements des grands barrages, cette méthode ne s'applique pas dans d'aussi bonnes conditions à des barrages dont la hauteur ne dépasse pas 30 m ; on ne peut pas l'appliquer non plus aux parties basses et épaisses de l'ouvrage, voisines des fondations, puisque dans ces parties la déformation est extrêmement petite. Les auteurs ont, par conséquent, étudié une nouvelle méthode qu'ils ont employée aux trois grands barrages du groupe hydro-électrique d'Oberhasli, c'est-à-dire au barrage-voûte de Spitallamm (construit en 1928-1931, hauteur 114 m.), et aux barrages-poids de Gelmer (hauteur 30 m.) et de Seeuferegg (hauteur 30 m.). Le barrage de Spitallam a été construit par sections séparées qui, pendant la période de construction, ont fonctionné comme barrages-poids sous une pression de 90 mètres.

Les appareils employés ont été des échelles clinométriques (Juillard) et des pendules verticaux. Les premiers ont servi à observer la déformation du côté aval du barrage, ainsi qu'à l'intérieur des galeries de surveillance ; les pendules ont enregistré, en projection horizontale, la trajectoire décrite par certains points de la section médiane du barrage en fonction du temps.

La précision obtenue dans la mesure de la déformation a été de 0,1 mm sur la hauteur totale de l'ouvrage.

Rapport n° 13. — *Verformungsmessungen an der Staumauer Garichte der Kraftwerke Sernf-Niederenbach bei Schwanden, Kt. Glarus (Suisse).*

F. Boesch et M. Ros

Des mesures de grande envergure ont été entreprises pour se rendre compte des mouvements du barrage-poids de Garichte, qui fait partie du groupe électrique de Sernf-Niederenbach, construit en 1930-1931. Le barrage, de 38 m. de hauteur, est construit en blocs de béton, qui ont les dimensions suivantes : hauteur 1,20 à 1,80 m. ; longueur 10 à 15 m. ; largeur 10 à 15 m.

Le rapport contient un résumé des méthodes et appareils employés pour ces mesures.

Rapport n° 7. — *Deformationsmessungen an Osterreichischen Talsperren (Autriche).*

Dr Herman Grengg

Des observations de déformation ont été exécutées sur les quatre barrages-poids suivants, situés dans les Alpes autrichiennes :

1. Barrage Sud de Spullersee (Hauteur 34 m.) ;
2. Barrage Nord de Spullersee (Hauteur 24 m.) ;
3. Barrage de Tauernmoosboden (Hauteur 27 m.) ;
4. Barrage de Pack (Hauteur 33 m.).

Les buts de ces mesures, exécutées par les procédés trigonométriques, étaient de deux sortes : 1° observer les déformations subies immédiatement après le remplissage du réservoir et contrôle immédiat de la stabilité ; 2° obtenir confirmation de la stabilité, en répétant ces observations à des intervalles réguliers, pendant un nombre considérable d'années.

Les résultats ont été les suivants :

1. *Barrage Sud de Spullersee.* — On a comparé l'état du barrage en 1924, avant remplissage du réservoir ; en 1925, une fois le réservoir partiellement rempli ; enfin, en 1926, le réservoir étant complètement plein. On n'a pas observé de mouvements verticaux et le fléchissement horizontal n'a été que de 1 à 2 millimètres, aussi bien au couronnement qu'à la fondation.

2. *Barrage Nord de Spullersee.* — On n'a observé aucun mouvement.

3. *Barrage de Tauernmoosboden.* — On a comparé l'état du barrage le réservoir vide en 1928, et le réservoir plein en 1929. On a

constaté des mouvements verticaux de 1 à 2 millimètres de bas en haut et de haut en bas, qui étaient dus aux variations de température et peut-être au retrait. Le fléchissement horizontal était d'un peu plus de 1 millimètre.

4. *Barrage de Pack.* — On a comparé l'état du barrage le réservoir vide en mai 1931, et le réservoir plein dans l'été de la même année, et ensuite le réservoir vide en mai 1932. On n'a pas constaté de mouvements verticaux, mais le fléchissement horizontal a été de 1 à 2 millimètres, dont les deux tiers sont restés en permanence une fois le réservoir vidé, en 1932.

Rapport n° 42. — *Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren* (*Autriche*).

Dr Ing. Karl v. Terzaghi

L'auteur suggère une nouvelle méthode pour mesurer la déformation. Il propose de mesurer la déformation verticale, en fixant des tubes verticaux remplis d'eau le long du couronnement de l'ouvrage et en observant les variations du niveau de l'eau. En disposant un tube vertical sur un point fixe à chaque extrémité du barrage, on peut déterminer les corrections à faire, résultant de fuites possibles, de l'évaporation, etc., dans les tubes. En organisant un dispositif analogue dans la partie basse de l'ouvrage, on peut observer la déformation avec une précision de 1/10 de millimètre. L'auteur suggère que l'observation du fléchissement horizontal peut se faire au moyen de pendules, dont la longueur aurait environ 4 m. Le rapport ne dit pas si la méthode a déjà été employée.

II. — Cause des déformations, telles que : Influence des variations de température, etc.

Rapport n° 9. — *Influence de la température interne et déformation des barrages-poids* (*France*).

A. Coyne

Dans son rapport, des plus intéressants, l'auteur décrit les méthodes, les appareils de mesure employés en France pour observer les déformations et les variations de température ; il donne des détails sur les travaux exécutés sur un certain nombre de barrages français, parmi lesquels on peut citer ceux de Grosbois, Eguzon, Crescent, Saint-Marc, La Bromme et Vézins. Le résumé des recher-

ches sur le barrage de Grosbois, construit en 1831, est particulièrement intéressant : ce barrage a déjà fait l'objet d'observations de la part de Bazin, dans la décade qui a précédé 1862, année où les résultats ont été publiés.

Les appareils employés sont décrits, ainsi que les résultats obtenus, dans des appendices annexés au rapport.

Voici quelques-unes des conclusions tirées par l'auteur :

Les déformations des barrages et de leurs fondations ne se manifestent qu'au bout d'un certain délai qui dépend de la cause de la déformation, c'est-à-dire de l'élévation et de l'abaissement du niveau de l'eau dans le réservoir. Le caractère de la déformation est donc élastique et non permanent. Le coefficient d'élasticité de la masse du béton, ainsi que de la fondation, varie par conséquent avec le temps, en sorte que la déformation dépend, à un moment donné, de l'histoire antérieure de l'ouvrage.

Comme les déformations constatées sont supérieures à celles calculées d'après la théorie générale, il faut en conclure qu'il existe une cause dont n'a pas encore tenu compte, peut-être la saturation et le gonflement consécutif de la face amont, qui se produit quand l'eau s'élève le long du barrage.

Les mesures de déformation locale font ressortir des écarts importants entre les données des divers dispositifs de mesure. Ces écarts sont fonction de l'emplacement des instruments et de l'époque des mesures. Ces phénomènes paraissent être dus à l'existence, dans le béton et dans la fondation, de portions plus résistantes qui absorbent la charge tout au début, et à une sorte d'« ankylose » de la construction qui se manifeste au fur et à mesure que la charge se fait sentir, les parties subissant les plus gros efforts transmettant une portion de leur fatigue aux parties voisines ; en d'autres termes, le champ des contraintes n'est pas continu et varie avec le temps.

On a constaté, en particulier, l'existence de zones inactives (déformations à vide), qui semblent être en dehors du champ des contraintes.

Rapport n° 41. — *Temperature Straining in thick concrete dams* (*Norvège*).

Prof. Fred. Vogt

Bien que le maximum d'élévation de température soit dû à la chaleur dégagée pendant les premières semaines après la coulée du béton, le ciment Portland continue à dégager de la chaleur pendant sa prise durant une période de six mois ou davantage. L'auteur

expose clairement l'effet exercé par les différentes vitesses d'exécution du bétonnage sur l'élévation de température ; il indique aussi jusqu'à quelle profondeur du béton les variations atmosphériques de température se font sentir.

Une partie intéressante du rapport traite des expériences exécutées sur des modèles de barrages en caoutchouc. Comme il est difficile de faire subir un retrait à un modèle, on a fait allonger la fondation du modèle au moyen d'une force extérieure et on a observé les tensions produites dans le barrage, en comparant des photographies prises avant et après cet allongement. On a constaté que la tension, due à un refroidissement uniforme, était nulle en suivant la direction longitudinale (parallèle à l'axe du barrage) et à une distance de la fondation égale à 0,4 à 0,5 fois la distance entre les joints de contraction. Dans le sens transversal, on a constaté que la tension était négligeable à une hauteur à partir de la fondation égale à 0,4 à 0,5 fois l'épaisseur de cette dernière.

Rapport n° 12 (en partie). — *Auscultation thermique des Barrages (Suisse).*

Prof. Dr. P. Joye

Pour mesurer la température dans la masse du béton, on a soumis les thermomètres électriques à une investigation soigneuse et le rapport décrit ces appareils en donnant des détails intéressants. En outre, l'auteur étudie la répartition la plus convenable à donner aux thermomètres à l'intérieur du barrage, la meilleure manière de les installer, ainsi que quelques avis utiles sur le procédé de lecture. Le tableau suivant, des températures maxima observées, peut être cité :

Emplacements	Température au début ° C	Température maximum ° C	Nombre d'heures écoulées depuis le début
Au centre d'une masse de grande dimension	20	37,8	66
A un mètre de la surface de la dite masse	20	35,6	84
Au centre de la masse	2	19,5	192
A 2 mètres de la surface de la masse ..	2	16,0	210
A 0,15 m. de la surface	23,5	34,0	84

Le reste du rapport est consacré à une discussion du refroidissement du béton, de la transmission de la chaleur, et d'autres facteurs correspondants.

Rapport n° 11. — *On the effect of internal temperatur and deformation of a gravity dam (Japon).*

EIICHIRO ISHII

Ce rapport contient une description intéressante et détaillée des mesures et observations faites sur le barrage Komako, sur la rivière Shô, au Japon ; dans ce pays, il y a environ trente barrages de plus de 25 m de hauteur et le barrage Komako est le plus récent et le plus élevé (78 m).

On a employé pour ces mesures 28 thermomètres, et il est particulièrement intéressant de noter les difficultés qu'on a rencontrées dans l'emploi de ces instruments. La température maximum enregistrée a été de 55° C et l'accroissement de température maximum de 30° C; ce dernier chiffre a été relevé dans du béton à 210 kg de ciment par m³ de béton terminé. On a enregistré soigneusement toutes les observations faites au cours de plusieurs années, et on en a déduit des formules pratiques de maxima et de minima de température correspondant à des points situés à des distances différentes de la surface.

En mesurant la largeur des joints de contraction, dans des conditions différentes, on a trouvé que le coefficient de dilatation du barrage était seulement la moitié de celui que l'on trouve dans les essais ordinaires. On a constaté aussi un gonflement notable dû à l'absorption de l'eau après que le réservoir a été rempli. Un examen minutieux de la maçonnerie a révélé des fissures capillaires dans deux des blocs de béton, évidemment produites par des variations différentes de température, étant donné que ces blocs avaient une forme irrégulière en raison de l'obliquité de la fondation.

Dans la partie médiane du barrage, les joints de contraction ont été disposés à 27 m d'intervalle, et on les a arrêtés à une certaine distance en dessous du couronnement. L'apparition de fissures capillaires, dans cette région du barrage, a prouvé que l'intervalle entre les joints était trop grand et qu'il aurait dû être prolongé jusqu'à la fondation.

A la fin de son rapport, l'auteur donne quelques idées et observations intéressantes et pratiques au sujet des projets et de la construction des barrages-poids, et on doit le féliciter des comptes-rendus impartiaux qu'il a donnés des résultats de ces observations.

Rapport n° 6. — *Deformationen in Gewichts-Staumauern* (*Allemagne*).

Dr. Ing. E. Probst.

L'auteur décrit les opérations de mesure exécutées sur les barrages de Schluchsee et de Bleiloch, qui ont tous les deux 60 m de hauteur environ. L'instrument employé était un télémètre, combinaison d'un tensomètre électrique et d'un thermomètre, ce dernier servant aussi à tenir compte de l'influence des variations de température sur le tensomètre. L'élévation de température a été la même pour les deux barrages et a varié entre 24 et 31° C, suivant la position des thermomètres. Sur le barrage de Bleiloch, l'élévation de température maximum a été constatée dans la zone centrale du barrage, tandis qu'à Schluchsee le maximum s'est trouvé près de la face amont où le béton était plus riche. Les mesures de tension ont permis de constater une influence marquée de la température, ainsi qu'un retrait continu dans le milieu des barrages, tandis que dans les régions voisines des faces, la variation de longueur mesurée par les télémètres a changé de sens, c'est-à-dire que l'allongement est devenu un retrait, au bout de trois à six mois.

A la fin de son intéressant rapport, l'auteur expose longuement le calcul des efforts, tels qu'ils ont été évalués par les mesures, et en tire quelques conclusions pratiques. A son avis, la distance à ménager entre les joints verticaux ne devrait pas dépasser 13,5 m pour les barrages d'environ 50 m, et peut-être pas 10 m pour les ouvrages de très grande hauteur.

Rapport n° 43. — *Internal temperature and deformation of masonry dams* (*U. S. A.*).

I. E. Houk et B. W. Steele.

Ce rapport contient des tableaux qui résument des observations de variations de température, faites sur des barrages américains, jusqu'en 1931 et, en outre, décrit quelques expériences exécutées sur deux barrages récemment construits. Sur le barrage Owyhee, la température maximum enregistrée a été de 52° C, et l'élévation de température maximum, engendrée par la prise du ciment a été de 36,5° C. Pour le barrage Ariel, les chiffres correspondants ont été 62° C et 39° C respectivement, pour du béton comportant un baril de ciment par yard cubique (765 l) de béton terminé.

Les recherches de laboratoire ont montré que le coefficient de diffusion du béton (quotient de la conductibilité thermique par le

produit de la densité par la chaleur spécifique) varie entre 0,02 et 0,05, ce large écart étant dû principalement aux différences entre les propriétés thermiques des agrégats grossiers et fins. Cette constante dépend surtout de la conductibilité, étant donné que les valeurs d'intensité et de la chaleur spécifique sont relativement uniformes pour les divers bétons étudiés.

Le rapport traite des difficultés que l'on rencontre souvent pour obtenir les données concernant la température et examine les causes de ces difficultés. La plupart des ingénieurs qui se sont occupés des mesures de température dans les barrages ont certainement constaté qu'il est difficile d'avoir des thermomètres convenables ; le rapport décrit un type de thermomètres adéquats et bon marché ; il décrit aussi en détail un thermomètre électrique modifié. Finalement, le rapport expose les dispositifs perfectionnés appliqués sur le barrage Owyhee, pour mesurer la température, les efforts dans diverses directions, et la largeur des joints de contraction.

Une bibliographie est jointe au rapport.

Rapport n° 44. — *An investigation of strain and of temperature in the concrete of the Dnieprostroy Dam. (U. R. S. S.).*

Prof. G. A. Nielander.

L'installation hydro-électrique d'Europe, qui a certainement le plus attiré l'attention dans les dernières années, est la Centrale du Dnieper, récemment construite en U. R. S. S. Le barrage à 1 km de longueur et 52 m de hauteur. L'installation électrique comporte neuf turbo-alternateurs de 60.000 kW chacun, avec une capacité totale de charge de 540.000 kW. Il y a aussi un canal navigable avec trois écluses. La quantité de béton coulé est probablement la plus grande qui ait jamais été mise en œuvre en Europe.

En vue de cette construction, l'Institut de Recherches peur les Constructions, de Moscou, a exécuté une série étendue d'expériences et d'observations sur cet ouvrage, de 1930 à 1932 : ces mesures ont porté sur les monolithes de béton qui constituent le barrage et qui ont 42 m de haut, 39 m de large à la base et 6,5 m d'épaisseur. On a employé comme appareils, des télétensomètres et des téléthermomètres acoustiques construits spécialement.

L'accroissement de température a varié entre 17 et 20° C. En général, les thermomètres ont été disposés à la partie basse des blocs; dans la partie haute, l'accroissement des températures a peut-être été plus grande.

A la fin de son rapport ,l'auteur note la difficulté d'appliquer

les résultats tirés d'expériences de laboratoire sur modèles réduits, aux calculs de la construction réelle ; il calcule les efforts importants qui prennent naissance au début de la construction en raison des inégalités d'accroissement de température dans la masse.

Rapport n° 15. — *Temperature Cracks in Barrages and Dams, with special reference to the Nag Hamadi Barrage. (Egypte).*

N. Ibrahim Bey

Tous les barrages égyptiens ont subi des variations de température qui ont entraîné des fissures. Ce fait s'est manifesté surtout sur les barrages d'Assouan, Assuit et Esna, qui ont été construits dans la partie la plus chaude du pays, mais on en a constaté aussi sur le barrage Zifta, en Basse-Egypte où la température est plus uniforme. Il est vrai que ces fissures étaient moins importantes.

Sauf dans les deuxièmes travaux de surhaussement du barrage d'Assouan, aucune mesure spéciale n'a été prise pour contrebattre l'effet des variations de température, et même le barrage Nag Hamadi, récemment construit, n'a pas été pourvu de joints de retrait : e rapport donne un compte-rendu intéressant des mesures d'un certain nombre de fissures, exécutées sur ce dernier barrage : ces nesures ont commencé au mois d'Octobre 1927 et se sont terminées en Novembre 1930; en 1930, on a fait, tous les cinq jours, les observations spéciales de la largeur des fissures, sur deux arches, au moyen de lectures de micromètres.

La technique de la construction pourrait tirer de grands avanages de rapports de ce genre, si tous les auteurs, comme celui lu rapport en question, avaient le courage de publier les résultats onstatés, même si ces derniers peuvent être imputés à des vices e construction ou de projets.

III. — THEORIES.

apport n° 10. — *Influence de la température interne et des conditions physiques sur la stabilité des barrages en béton ou en maçonnerie. (France).*

A. Haegelen.

Pour si nécessaires que soient les mesures pratiques, il n'en t pas moins important de traduire ces observations sous forme

mathématique. L'auteur étudie spécialement les variations de température dues à la prise et au durcissement du ciment sous l'influence de l'eau et de l'atmosphère, ainsi qu'au retrait du béton. Au sujet du refroidissement du béton il donne quelques chiffres extrêmement intéressants. En admettant que la température atmosphérique soit constante, et qu'un bloc de béton possède à un certain moment une température supérieure à la température ambiante, voici les temps nécessaires pour que le bloc se refroidisse de telle manière que la différence de température, entre l'intérieur du bloc et le milieu ambiant, soit 1/5 de la différence initiale.

Epaisseur du béton en mètres	Temps
1	5 jours
5	4 mois
10	16 mois
20	5 ans et 5 mois.

Quant à l'effet des variations de température atmosphériques, l'auteur indique que ces variations peuvent être représentées par deux sinusoïdes, l'une s'étendant sur une période d'un an, l'autre sur une période de 24 heures et avec une amplitude correspondant aux différences entre le maximum et le minimum des températures moyennes journalières. Pour l'eau, on suppose qu'il n'y a qu'une seule courbe sur une période d'un an. Le rapport étudie l'effet de la chute de température sur la surface du béton, ainsi que l'effet du vent.

Bien que cette dernière partie du rapport traite des barrages-voûtes qui sont en dehors de la question posée, elle contient quelques points intéressants.

Le rapport signale qu'encore tout récemment, on avait l'habitude de considérer, comme des phénomènes entièrement différents, le retrait, la variation de température, la variation des propriétés élastiques, tous éléments qui affectent le volume du béton. En fait, cependant, cette hypothèse a conduit à des conséquences si absurdes que l'on n'a pas toujours pris au sérieux les résultats de ces calculs, et on les met souvent de côté. Il semble que le retrait d'une structure, statiquement indéterminé, diffère du retrait d'un bloc de béton libre de se mouvoir dans toutes les directions et sans aucune charge extérieure; cette différence est telle que les efforts du retrait doivent être diminués. Le module d'élasticité paraît varier beaucoup, selon que la charge est appliquée tout d'un coup ou progressivement, ou bien selon que les conditions physiques,

origines des efforts, varient rapidement ou lentement : quand la charge est appliquée graduellement, le module d'élasticité parait être inférieur à sa valeur habituelle et encore moindre quand le béton est humide que lorsqu'il est sec. Le résultat est que la structure elle-même s'adaptera à la charge, et qu'on constatera une réduction des efforts, spécialement dans ceux qui dépendent du retrait et de la variation de température.

IV. — Experiences et essais de laboratoire.

Rapport n° 8. — *Thermische Dauerunterſuchungen an abgebundenem Zement (mit Nachtrag). (Autriche).*

Prof. Dr. E. Abel, Prof. Dr. P. Fillunger,
Priv. Doz. Dr. O. Redlich, Dr. Ing. R. Sandri.

En vue de son rapport, le Comité National autrichien a exécuté une série d'expériences concernant la chaleur engendrée par du ciment pur, au cours de sa prise. Etant donné que les observations ont porté sur une période de plusieurs mois, une attention spéciale a été apportée aux points suivants : l'appareil a été construit de manière à assurer un isolement thermique aussi parfait que possible à travers le calorimètre, ainsi qu'une différence de température aussi petite que possible entre le calorimètre et le milieu ambiant; enfin, pour obtenir des calculs exacts, on a organisé un contrôle permanent et sûr de la température ambiante.

Aussitôt que le ciment avait commencé à faire prise, l'accroissement de température était si grand qu'on ne pouvait même pas le mesurer exactement par le procédé employé; pendant les 33 premières heures après le mélange du ciment avec l'eau, l'accroissement des températures a été supérieur à 100°. Une annexe au rapport indique les détails de l'acroissement de température depuis la 34-ème heure jusqu'au 98-ème jour, ainsi que la chaleur dégagée pendant cette période : ces résultats peuvent se résumer comme il suit.

Temps écoulé après le mélange du ciment avec l'eau	Accroissement moyen de température par 24 heures
34 — 48 heures	26,1 ° C
2 — 3 jours	14,3
3 — 4 »	9,5
4 — 5 »	5,0
5 — 10 »	1,84

10 — 20	»	0,91
20 — 30	»	0,42
30 — 40	»	0,39
40 — 50	»	0,29
90 — 98	»	0,10

L'élévation totale de température, au cours des trois mois qui ont suivi le mélange du ciment et d'eau, a dépassé 180° et même après ces trois mois, la chaleur dégagée par 24 heures était d'environ 0,07 Kg/calories par kg de ciment pesé à sec. Le rapport donne une analyse du ciment étudié.

Rapport n° 16. — *Vorschlag zur Durchführung von Serienversuchen behufs Bestimmung des Schrumpfens von Beton, mit besonderer Rücksicht auf das diesbezügliche Verhalten des Gussbetons.* (*Hongrie*).

Hugo Lampl

Ce rapport contient un projet de programme d'essai de retrait au moyen de grosses poutres de béton, dans le but de déterminer sûrement l'effet des proportions d'eau et de ciment, ainsi que l'effet de la composition en gravier et la méthode de préparation du béton.

Rapport n° 38. — *Studies on shrinkage of concrete* (*Suede*).

G. S. Lalin et N. Royen.

Dans les pays où l'énergie hydraulique est abondante, comme dans le cas de la Suède, on a eu besoin, depuis longtemps, d'un ciment spécialement adapté aux constructions qui ont à supporter une pression hydraulique unilatérale, ainsi qu'aux ouvrages comportant de grosses masses de béton. Les qualités spéciales imposées à ce ciment sont les suivantes : résister à l'effet dissolvant de l'eau, dégagement de chaleur moindre que d'habitude pendant la période de durcissement. Les auteurs ont exécuté une série d'expériences sur un ciment de cette nature à prise lente, récemment introduit sur le marché suédois.

En ce qui concerne la résistance à la compression, ce ciment à prise lente manifeste, au bout de deux mois, la même résistance que le ciment à prise normale. Alors que le retrait des poutres d'essais de deux ciments, à prise rapide et à prise normale, exprimé en fonction de la chute de température, en degrés centigrades, était de plus de

30° au bout de deux mois, la chute correspondante du ciment à prise lente était inférieure à 25° au bout du même temps. Des recherches intéressantes ont été faites aussi sur le retrait de cylindres de béton ayant un diamètre de 152 mm. Certains d'entre eux ont été laissés intacts, tandis que d'autres ont été soumis à une traction atteignant 16 kg par cm². On a employé deux jeux d'éprouvettes, savoir : des cylindres qu'on a laissé vieillir respectivement pendant deux et pendant cinq semaines : on a constaté, pour la deuxième catégorie, un retrait d'environ 25 % de moins que sur l'autre. Ces expériences ont démontré que le béton soumis à des efforts de traction était sujet à se déformer plastiquement (à couler) quand on approche de la limite de rupture. Ceci a un grand avantage parce qu'on peut ainsi contrebattre les efforts importants dus aux variations de température et de retrait.

Finalement, le rapport indique les efforts correspondant au retrait à différents moments.

V. — Details de construction.

Rapport n° 14. — *Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of the Assouan Dam. (Egypte).*

A. Khairy Bey

Le barrage d'Assouan, commencé en 1912, en Egypte, constitue un des plus grands monolithes du monde. Le barrage a 1.970 m. de longueur ; après le second surhaussement, il atteint environ 50 m de hauteur. Contrairement à l'idée qu'on peut avoir, que les variations de température, dans les pays tropicaux, sont relativement petites, on sera surpris d'apprendre que le maximum de température enregistré à l'ombre, à Assouan, est de 51,6° C, et le minimum, en hiver, de — 1°, soit une différence d'à peu près 53°.

D'après les pyromètres et les thermomètres installés dans l'ouvrage, la température, au cœur de la maçonnerie, a varié de 12°. Grâce à cette différence, et en tenant compte d'un coefficient de dilatation de 0,00001, la variation de longueur, sur toute l'étendue du barrage, a été de 23 cm. Sur le barrage initial, on n'avait pas prévu de joints de contraction, et une inspection du barrage a montré que de nombreuses fissures s'étaient produites sur les deux faces, spécialement au-dessus du couronnement des arches. Lors du second surhaussement de l'ouvrage, on a tenu compte de

l'effet des variations de température, et on a disposé des joints, non seulement de la manière habituelle, c'est-à-dire en partageant l'ouvrage en monolithes de 7 à 9,5 m. de longueur, mais aussi en en réservant entre le barrage proprement dit et les nouvelles culées.

Bien que les détails donnés sur la construction ne soient pas du domaine de la question 1 b, il est intéressant de lire la description détaillée de la construction des joints et des essais exécutés à ce propos. Le rapport contient beaucoup d'excellentes photographies des travaux exécutés lors du second surhaussement du barrage d'Assouan.

CONCLUSIONS ET POINTS A RETENIR POUR LA DISCUSSION.

Un grand nombre de rapports traitent des mouvements effectifs qui se produisent dans les barrages-poids et que l'on mesure par des procédés divers ; ce point présente un intérêt particulier. Ces déformations ne peuvent s'expliquer d'une manière satisfaisante si l'on s'en tient aux théories adoptées jusqu'à présent et, sans aucun doute, les mesures en question conduiront à une modification, à divers points de vue, des méthodes actuelles de calcul et de construction.

Certains rapports ont décrit avec beaucoup de détail les appareils employés pour mesurer la déformation et la température, de telle sorte qu'on peut se faire une idée de leur construction et de leur efficacité ; cependant, certains autres rapports ne donnent que le nom et le but des dispositifs.

Afin de pouvoir se rendre un compte plus exact de l'expérience acquise dans les différents pays, j'ai proposé de demander aux Comités nationaux d'envoyer à Stockholm des modèles des appareils, de manière à pouvoir organiser une exposition d'information pendant la période du Congrès.

J'ai suggéré, en outre, qu'il soit fourni avec chaque appareil : le nom et l'adresse du fabricant, le prix et la description de l'appareil et enfin son degré de précision, ainsi que les noms des barrages où des instruments analogues ont été employés.

J'espère qu'un assez grand nombre d'instruments seront présentés à Stockholm, ce qui permettra aux participants au Congrès d'avoir une idée plus exacte des appareils dont on peut disposer.

En ce qui concerne les thermomètres à mettre dans le béton et qui doivent servir pendant plusieurs années, je dois, en m'ap-

ouyant sur mon expérience personnelle, donner un avis à ceux qui sont en train d'employer des thermomètres de ce genre : Il est essentiel d'apporter le plus grand soin au choix de ces instruments, surtout en ce qui concerne leur isolement, sinon on court le grand risque qu'ils se cassent, ce qui est une perte inutile. Des thermomètres défectueux peuvent fonctionner d'une manière convenable pendant quelque temps, mais au bout d'un an ou deux peuvent subitement ne plus servir à rien.

Pour revenir aux causes principales des déformations, je les ai réparties en 7 catégories qui sont :

1. — La charge :
   (a). — pression de l'eau,
   (b). — poids de la maçonnerie,
   (c). — autres charges diverses comprenant : pression de la glace, chocs, vibrations dues au passage de l'eau par-dessus le barrage, etc...
2. — Gonflement et retrait dus aux variations de la quantité d'eau demi-fixée contenue dans les matériaux ;
3. — Variations de température :
   (a) — dues à la chaleur créée et dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement,
   (b) — dues à l'atmosphère,
   (c) — provenant de la chaleur contenue dans l'eau en contact avec l'ouvrage.
4. — Variations dans les matériaux :
   (a) — variations des propriétés élastiques,
   (b). — variations du poids spécifique dues aux variations du degré hygroscopique,
5. — Glissement ou déformation plastique dans la maçonnerie,
6. — Fatigues locales, efforts provenant de fissures ou d'autres irrégularités existant dans la maçonnerie, etc.
7. — Mouvement des fondations, y compris les secousses sismiques.

La déformation élastique, qui peut disparaitre, peut provenir des charges 1 (a) et (c), 2, 3-(b) et (c), 4 (b) et 7, tandis que la déformation permanente peut provenir de 1 (b), 3 (a), 4 (a), 5, 6, et 7.

D'une manière générale la déformation permanente peut se diviser en deux catégories :

(a) — l'hystérésis, qui est indépendante du temps, et (b) — l'effet postérieur qui s'accroît avec le temps. Pour les matières qui possèdent une limite déterminée de proportionnalité telles que l'acier, l'hystérésis se produit seulement après que les efforts ont dépassé cette limite tandis que pour les matières telles que la fonte et le béton, l'hystérésis peut atteindre déjà des valeurs notables alors que les efforts sont relativement faibles. Pour un matériau d'une composition complexe, l'effet postérieur devient souvent très considérable. Cependant, dans le béton, il est difficile de distinguer entre ces deux catégories de déformation permanente; incidemment on peut dire que même en ce qui concerne la déformation élastique, le temps peut exercer un certain effet qui néanmoins ne se manifeste que lorsqu'il se produit un changement assez rapide dans la charge ou dans l'effort.

Mon intention n'est pas d'essayer de résumer le contenu des rapports traitant de ces diverses questions ni de traiter chacune des causes mentionnées ci-dessus; je limiterai mes remarques à celles qui, à mon avis, méritent une attention spéciale et peuvent peut-être faire l'objet d'une discussion.

Des observations paraissent indiquer que lorsque des ouvrages en béton d'une épaisseur considérable se sèchent, la dessication n'affecte qu'une couche relativement mince voisine de la surface. Lorsque l'eau est au contact du barrage, la couche voisine de la face amont s'imprègne d'eau et, par conséquent, il s'ensuit un gonflement.

L'effet de ce gonflement sur la déformation dépendra évidemment dans une large mesure de la profondeur à laquelle l'eau pénétrera dans le béton; et par suite il semble qu'il ne saurait y avoir des renseignements certains à cet égard. Naturellement il faut s'attendre à de grandes variations. Dans le cas extrême où la face aval devient et reste plus ou moins humide, l'eau pénètre lentement tout le temps tandis que dans un barrage où l'évaporation de l'eau partant de la face aval est insignifiante ou pratiquement nulle, la couche près de la face amont qui a tendance à gonfler peut être relativement mince.

On a émis l'idée qu'il existe une séparation définie entre le béton humide et le béton sec à l'intérieur de la plupart des barrages-poids et que la position de cette ligne peut varier selon la hauteur du niveau de l'eau en amont du barrage. Il me semble qu'il y a là un domaine ouvert à des recherches ultérieures.

Le durcissement du ciment peut être attribué en partie à la

liaison et à la jonction des cristaux qui se forment successivement et en partie à un phénomène colloïdal de coagulation. Il se forme par conséquent à la fois des cristaux et des points coagulés et ceci a une grande importance en ce qui concerne la nature et l'état de l'eau contenue dans le ciment. Voici un résumé qui montre que l'eau existant dans le béton est de trois natures différentes :

a) — eau fixée, qui est contenue dans les matières chimiques et dans les cristaux et qui est difficilement absorbée. Cette eau, dont la proportion est d'environ 20 % du ciment, ne peut pas arriver dans un délai raisonnable jusqu'à la surface du béton, même lorsque l'air est absolument sec. On peut par conséquent déterminer cette eau par un procédé utilisant un échantillon de béton qui ne soit pas trop finement pulvérisé.

b) — eau demi-fixée, qui peut se dessécher lorsque le degré hygrométrique de l'air s'abaisse, par exemple de 97 % à 0. Cette eau peut être considérée comme contenue dans les canaux capillaires et dans les points congelés.

c) — eau libre qui est contenue dans les pores plus grands et dans les interstices. Elle peut s'évaporer dans un air dont le degré hygrométrique est un peu inférieur à 100 %.

Si la quantité d'eau libre est grande, le béton est poreux et inversement tandis que la quantité d'eau demi-fixée correspond à la quantité de canaux capillaires et de points coagulés qui existent dans le béton. Un matériau qui, comme le gypse, ne contient pas de points coagulés ne se rétrécit pas. En ce qui concerne le béton cependant, la proportion de points coagulés donne une indication des conditions du retrait.

Si l'on applique de l'eau à basse pression sur du béton poreux, l'infiltration dépendra du volume des pores et de vides ou bien, si la matière est saturée d'eau, de la proportion d'eau libre. Si d'autre part la pression de l'eau est grande elle passera aussi dans les canaux capillaires et l'infiltration sera en outre fonction de la proportion de ces canaux ou, en d'autres termes, de la proportion d'eau demi-fixée.

Le tableau suivant donne une idée générale de la proportion d'eau contenue dans du ciment durci, exprimé en % volumétrique d'après des expériences récentes exécutées au *Laboratoire du Ciment de l'Institut Royal Suédois des recherches des constructions à Stockholm.*

TABLEAU I.

	CIMENT PORTLAND ORDINAIRE MÉLANGÉ AVEC 26 % d'eau			CIMENT PORTLAND ORDINAIRE MÉLANGÉ AVEC 49 % d'eau			CIMENT ALUMINEUX MÉLANGÉ AVEC 77 % d'eau		
	après jours			après jours			après jours		
	3	7	28	3	7	28	3	7	28
Ciment avec eau fixée	64	72	74	46	52	56	49	50	52
Eau demi-fixée ..	30	28	26	26	28	32	19	19	21
Eau libre	6	0	0	28	20	12	32	31	27

Les essais qui concernent le tableau I ont été exécutés à la température de 20° C.

La quantité d'eau existant dans le béton et sa proportionnalité par rapport au degré hygroscopique de l'air sont indiquées au tableau II : les nombres indiquent les % volumétriques des éléments constituants du béton durci, à 1/5 en poids, vieux de 28 jours et avec un rapport eau-ciment de 1,0 après que l'état d'équilibre a été obtenu.

TABLEAU II.

	Degré d'humidité de l'eau en %				
	0	25	50	75	100
Sable et pierre	58	58	58	58	58
Ciment	10	10	10	10	10
Eau fixée	6	6	6	6	6
Eau demi-fixée	0	4	8	13	16
Eau libre	0	0	0	0	10
Air	26	22	18	13	0

La somme des valeurs de l'eau demi-fixée, de l'eau libre et de l'air est constante et égale à 26 %.

La grande porosité de ce béton est due à la valeur élevée du rapport ciment-eau : lorsque ce rapport est égal à 0,6, la somme de l'eau demi-fixée, de l'eau libre et de l'air est réduite à environ 14 %. Cela montre l'importance qu'il y a à tenir le rapport ciment-eau aussi faible que possible pour avoir du béton non poreux. On comprend aisément que le ciment et l'eau fixée n'existent pas en réalité

séparément, mais pour la clarté du tableau ci-dessus on les a séparés.

Quand le béton est en train de sécher, c'est l'eau libre qui s'évapore la première, mais ceci n'a aucun effet sur le retrait : ce dernier est dû à la perte d'eau dans les points coagulés et par conséquent c'est le phénomène qui se produit ensuite, c'est-à-dire la dispersion de l'eau demi-fixée, qui intervient dans ce retrait.

Malgré les efforts qui ont été faits, il n'y a pas grande utilité à essayer de trouver une relation entre le retrait et le contenu total d'humidité, dont la variation a souvent été déterminée par la variation de poids des éprouvettes d'essais.

On voit par le tableau II que la différence de poids entre le béton sec et le béton saturé peut atteindre environ 10 %.

Un exemple caractéristique du résultat du retrait, du gonflement et des variations de température peut être emprunté aux recherches exécutées sur le barrage de Ringedal en Norvège. Ce barrage a 34 mètres de haut et 520 mètres de longueur; il possède 18 joints verticaux de retrait, séparés les uns des autres par des intervalles variant entre 19 et 35 mètres; ces joints sont arrêtés à 18 mètres en dessous du couronnement.

Le niveau de l'eau en amont du barrage varie très fortement. En général le réservoir est plein vers la fin de Juillet et le niveau de l'eau se maintient très élevé jusque vers le milieu d'Octobre; ensuite ce niveau baisse progressivement au cours de l'hiver et au mois de Janvier l'eau se stabilise à environ 15 mètres en dessous du couronnement ; le réservoir se vide complètement à la fin de Mars ou au début d'Avril et l'eau ne monte pas avant le milieu de Juin.

Il y a quelques années, avant qu'on ait construit en avant du barrage une dalle de béton séparée de lui, il s'est produit une fuite importante d'eau qui a pénétré dans le béton jusqu'au système de drainage installé à 2 ou 3 mètres de la face amont. A la suite de ce fait et en raison de la variation considérable du niveau d'eau dans le réservoir, on a observé les phénomènes suivants :

Pendant la période des basses eaux, en hiver et en Avril et Mai, où le réservoir est complètement vide, le béton s'est plus ou moins séché et s'est trouvé soumis plus ou moins à des conditions climatiques sévères qui ont probablement entraîné des fissures à la surface. En Juin et Juillet, quand le réservoir se trouvait plein, l'eau a eu plus de chance de pouvoir pénétrer que dans la période qui a suivi, alors que le béton s'était gonflé de

nouveau après avoir été saturé d'eau. Par conséquent la fuite a été plus grande lorsque le niveau d'eau montait que lorsqu'il baissait. — Lorsque le niveau d'eau était constant (Août et Septembre) la fuite a diminué progressivement (d'environ 10 % au total) et s'est stabilisée lorsqu l'eau, pendant 45 jours environ, est restée au même niveau.

Si on connait la quantité de chaleur dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement, à une certaine époque, on peut évaluer l'accroissement de température qui se produit pendant cette période dans un béton complètement isolé, comportant des mélanges différents et des rapports eau-ciment variables. — Cette élévation de température, en degrés centigrades, est indiquée au tableau III.

TABLEAU III.

Mélange de ciment	Rapport eau-ciment	Chaleur engendrée par le ciment en kgcal par kg pendant la période en question		
		30	70	110
1 : 12	0,4	10° C.	24° C.	37° C.
	0,6	10	23	34
	0,8	10	22	32
1 : 8	0,4	15	33	50
	0,6	14	31	45
	0,8	14	29	42
1 : 5	0,4	21	45	69
	0,6	20	41	60
	0,8	19	38	54

On peut dire que le ciment Portland du commerce, de première qualité, dégage habituellement 80, 90 et 100 kgcal par kg en 3, 7 et 28 jours respectivement.

L'accroissement réel de température dans l'intérieur d'un barrage épais dépend évidemment beaucoup de la vitesse à laquelle on éxécute le bétonnage. Si ce dernier se fait d'une manière plus ou moins continue, les températures seront pratiquement celles indiquées au tableau III : ce fait est confirmé par des mesures sur certains ouvrages (Voir rapports N°s 6 et 11) qui montrent aussi que l'accroissement maximum des températures se produit généralement plusieurs jours après que le béton a été coulé.

Il est satisfaisant de noter qu'actuellement, dans les projets et dans la construction des barrages, on tient compte en général du

dégagement de chaleur en question, qui est assez notable même après six mois ou même davantage (voir rapport N° 8) — Pour les barrages épais il faut plusieurs années avant que cette chaleur soit dissipée (Voir rapports N°s 6 et 11) et ceci ne doit pas être perdu de vue quand on évalue l'effet des joints de construction laissés ouverts et qui peuvent se fermer après quelques mois ou davantage.

On a suggéré récemment de prendre des mesures spéciales pour obtenir un équilibre de température au bout de peu de temps : par exemple, dans le barrage Hoover, qui a une hauteur de 220 mètres, où l'on a organisé tout un système de refroidissement : dans cet ouvrage il a été spécifié l'emploi d'un ciment spécial dégageant une chaleur maximum de 60 calories au bout de 7 jours et de 70 au bout de 28 jours. Pour un autre grand barrage d'environ 100 mètres de haut, que l'on construit actuellement à Pine Canyon, en Amérique, les chiffres correspondants, pour le ciment spécifié, ont été : 65 calories au bout de 7 jours et 80 au bout de 28 jours.

En réalité le ciment en question a en général manifesté une chaleur d'hydratation de 55 calories après 7 jours et de 65 calories après 28 jours.

Le rapport N° « 38 » traite des ciments spéciaux à durcissement lent que l'on fabrique en Suède et d'après le rapport N° 41 on a récemment employé en Norvège un ciment à faible dégagement de chaleur (environ la moitié de celle dégagée par le Portland ordinaire).

On peut dire que les travaux de recherches récents ont permis d'évaluer, grace aux analyses chimiques normales d'un ciment particulier, la quantité de chaleur que ces ciments dégagent dans une période déterminée.

Il est intéressant de comparer les chiffres du tableau III aux chiffres du tableau IV ci-après, qui indique les températures maxima et les accroissements maxima de température qui ont été mesurés dans les barrages épais et qui sont cités dans divers rapports.

TABLEAU IV.

Rapport N°	Température maximum	Accroissement maximum de température
12	37,8° C.	17,8° C.
12	19,5	17,5
44	—	20
11	55	30
6	—	31
43	52	36,5
43	62	39

Pour les conditions existant quand ces chiffres ont été relevés, on est prié de se référer aux divers rapports et j'attire spécialement l'attention sur le tableau III du rapport 43 qui indique les valeurs en question pour un grand nombre de barrages américains.

Il faut noter que le taux d'accroissement de résistance avec le temps n'est pas le même dans le béton qui a subi, après la prise, de hautes températures, que dans les échantillons d'essai soumis simplement aux conditions atmosphériques habituelles.

Les théories et les méthodes de calcul concernant la transmission de chaleur sont maintenant bien connues, aussi bien en ce qui concerne le refroidissement du barrage que les variations de température produites par l'atmosphère et par l'eau. — Pour permettre des évaluations, on a souvent suggéré de représenter les variations atmosphériques de température par deux courbes sinusoïdes ou cosinusoïdes superposées, une se rapportant à une période d'un an et l'autre à une période d'un jour (voir aussi rapport N° 10 dans lequel on propose de baser la période annuelle sur les températures moyennes journalières).

D'après des recherches que j'ai entreprises il y a quelques années, on peut cependant obtenir des résultats bien plus exacts au prix du même travail en employant trois fonctions périodiques superposées. — La fonction de la période annuelle serait alors déterminée par les moyennes mensuelles des minima et maxima de température pour l'hiver et pour l'été respectivement. A cette fonction, on en superposerait une autre comportant une période de plusieurs jours, et enfin la troisième fonction correspondrait à une période d'un jour. Par exemple, pour être le mieux possible d'accord avec les enregistrements que l'on possède actuellement pour les périodes de grands froids en Suède comme ceux des hivers de 1867, 1874, 1892 et 1893 et les périodes d'extrême chaleur comme celles des étés de 1868 et 1901, la deuxième fonction pour le climat suédois couvrirait une période d'environ 15 jours pour les mois d'hiver et de 24 jours pour les mois d'été. Je puis mentionner que pour le Nord de la Suède, la période journalière d'hiver doit être remplacée par une fonction concernant une période d'environ 4 jours, en raison du fait que le soleil, dans les mois du milieu de l'hiver, ne s'élève jamais au-dessus de l'horizon.

Sous les climats froids, il y a un effet d'isolement produit par la présence de la glace qui peut se former sur la face amont des ouvrages en béton mince ainsi que sur la face aval de tous les barrages où l'eau passe par-dessus l'ouvrage. L'épaisseur de glace

qui s'est formée au cours de l'hiver 1926 sur la face verticale aval du barrage à une seule voûte, à Gideabacka, dans le Nord de la Suède, n'avait pas moins de 1,70 m et elle produisait naturellement un effet d'isolement considérable.

Je n'ai pas connaissance que des recherches aient été effectuées sur l'effet de chaleur produit sur le béton par les rayons directs du soleil ; dans les pays tropicaux, cet effet doit être considérable.

En ce qui concerne les variations des propriétés élastiques, il peut être intéressant de signaler que le module d'élasticité du ciment durci paraît être en relation étroite avec la quantité d'eau fixée et ce module E peut s'évaluer approximativement par la formule :

$$E = k\sqrt{TD}$$

dans laquelle T représente l'effet de compression final,
D l'effort de traction final,
k est une constante dont la valeur est à peu près 970.

Cette formule a été établie à l'Institut Royal Suédois pour les Recherches de Génie Civil ; elle a été vérifiée par des expériences sur du ciment portland et du ciment alumineux, ainsi que sur d'autres matériaux liants ; l'ancienneté des échantillons variait entre 1 et 21 jours et ils comportaient des proportions variables d'eau et de liant. — T et D peuvent se rapporter, selon des formules spéciales, à la quantité d'eau fixée.

L'expression « creep » (glissement) représente la déformation non-élastique qui se produit au moment où le béton est soumis à un effort. Il ne faut pas confondre ce phénomène avec le retrait, qui a lieu que le béton soit soumis ou non à un effort. Cependant il peut y avoir une certaine relation entre les deux phénomènes, de même qu'il peut y en avoir une entre le glissement et les variations des propriétés élastiques et, en particulier, du module d'élasticité du matériau. En fait, glissement et variation du module d'élasticité peuvent, du moins en partie, être la même chose, bien que nous ne disposions pas encore de données suffisantes pour justifier une conclusion ferme. Au sujet du glissement, on a fait récemment en Angleterre d'importants travaux de recherches et j'indique ci-après un résumé des résultats obtenus, concernant le béton non-armé, résultats basés sur la définition suivante : le glissement, à un moment quelconque, et compte tenu des variations de température, est la différence entre la déformation totale et la somme des déformations élastiques et du retrait.

La vitesse du glissement décroît avec la durée pendant laquelle la charge se fait sentir ;

La valeur du glissement varie en raison inverse de l'ancienneté du matériau au moment où l'on impose la charge ;

Dans certaines circonstances, le glissement peut atteindre quatre ou cinq fois le déplacement élastique ;

Le glissement est pratiquement proportionnel à l'effort appliqué et cette proportionnalité se maintient jusqu'à des efforts quelque peu supérieurs aux valeurs habituelles ;

Il existe une valeur limite du glissement ;

Le glissement dû à un effort de traction est le même que celui produit par une compression de même valeur ;

Le glissement croît au fur et à mesure que la proportion de sable et de pierres contenus dans le ciment augmente et les valeurs limites du glissement sont à peu près proportionnelles à la quantité de sable et de pierres. Pour un béton 1/9 (en poids), la valeur limite est environ 1,6 fois plus grande que celle du béton à 1/6 et plus de quatre fois supérieure à celle du béton 1/3.

En général, tout ce qui tend à réduire la résistance du béton paraît augmenter le glissement.

Dans cet ordre d'idées, je voudrais signaler une théorie dont il a été récemment question en Angleterre, destinée à évaluer les valeurs limites précitées et qui paraît avoir été bien vérifiée par l'expérience. Le béton est considéré comme formé de deux parties :

1) le matériau actif, qui se comporte comme une matière visqueuse quand il est soumis à un effort ;

2) l'agrégat inerte, qui ne glisse pas sous l'effet de la charge.

Il résulte de cette différence dans la manière dont se comportent ces deux éléments, que le glissement du ciment est retenu par la présence de l'agrégat ; le résultat de cette résistance est que l'agrégat supporte des efforts de plus en plus grands, tandis que les efforts, pour le ciment, diminuent avec le temps. Même dans des essais de courte durée sur du béton normal, le taux du glissement décroît notablement au bout de quelques minutes d'application de la charge et on pense que cet effet est dû à la transmission de l'effort dans le béton.

Je voudrais aussi attirer l'attention sur le résumé de la fin du rapport n° 9, où on trouve l'idée que le champ de contraintes est discontinu, et varie avec le temps, et aussi qu'il peut y avoir des zones inactives de déformation à vide qui paraissent se trouver en dehors du champ des contraintes.

Cette question a été visée aussi dans le rapport n° 10 ; malheureusement les renseignements détaillés concernant les mesures, in-

diquées dans le rapport, ne suffisent pas en général pour avoir des idées nettes sur ces problèmes. Mais à ce point de vue, j'attire l'attention sur le renseignement donné au rapport N° 6. D'une manière générale, il semble qu'il n'y a pas lieu d'accorder trop de confiance aux mesures de tension.

L'une des questions principales, concernant les déformations calculées par comparaison avec celles réellement mesurées, est celle de la manière dont le barrage se comporte statiquement et plus spécialement de la fatigue locale et des efforts qui subsistent par suite de fissures dans la maçonnerie, etc. Considérons par exemple ce qu'on appelle un barrage-poids à voûte. Si l'ouvrage comporte des joints de retrait verticaux et si on n'injecte pas du ciment sous pression, chaque monolithe agira uniquement par gravité. Si l'on a fait des injections de ciment à basse température, l'effet de voûte sera assuré lorsque le retrait se sera effectué. D'autre part, si l'on n'a prévu aucun joint de retrait vertical, l'action de voûte ne se maintiendra que tant que la maçonnerie restera intacte ; or, il est généralement admis que dans un barrage de quelque importance, il se produira des fissures transversales dans la maçonnerie et, par conséquent, l'action de voûte sera problématique. Evidemment, dans un ouvrage de ce type, il faut s'attendre à de grandes variations dans les déformations mesurées, selon que l'action de voûte se produit avec plus ou moins d'intensité.

Nous trouvons un exemple concret des remarques précédentes dans le barrage Mulholland en Californie, qui a été terminé en 1927. Ce barrage a 60 mètres de haut et une courbure d'environ 150 mètres de rayon. Il n'a pas de joints de retrait verticaux et quelque temps après la fin de la construction, on a constaté des fissures verticales, espacées de 12 et de 24 mètres. Il y avait dans ces fissures des fuites considérables, même après que le niveau de l'eau avait atteint un niveau à peu près constant, ce qui avait entraîné un gonflement du béton. On a obstrué certaines de ces fissures, mais plusieurs ont été laissées telles quelles. Deux ou trois ans plus tard, cependant, les fuites, par les fissures laissées intactes, se sont arrêtées d'elles-mêmes ou bien ont beaucoup diminué. Les experts qui ont étudié ce barrage ont pensé que l'obturation automatique des fissures s'expliquait par une déformation continue vers la base pendant plusieurs années : ce mouvement a dû coincer la construction plus solidement entre ses culées et développer une action de voûte plus considérable que les constructeurs ne l'avaient espéré.

En raison de la complexité de ces divers problèmes, il est pru-

dent de ne pas tirer de conclusions trop générales de quelque cas particulier ; il faut, chaque fois, étudier avec soin les résultats et les comparer à l'expérience tirée d'autres sources. Il est important de se garder d'hypothèses peu sûres sous le prétexte qu'on en a constaté quelquefois l'exactitude. Il faut attacher une importance particulière au fait cité dans plusieurs rapports, qu'il est difficile d'appliquer les résultats des essais et des expériences de laboratoires aux grands barrages réels et qu'il faut prendre des précautions spéciales à ce point de vue.

Comme conclusion générale, on peut dire que les rapports présentés fournissent la preuve des efforts considérables qui ont été faits pour appliquer constamment, et de plus en plus, la science de l'ingénieur aux projets et à la construction des barrages. Il est évident également que l'on est parvenu à avoir une idée plus exacte de l'effet des forces externes et des phénomènes internes ; ceci paraît être dû en grande partie aux observations exécutées sur les modèles à grande échelle, que sont les barrages eux-mêmes.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

Compte Rendu in-extenso de la Discussion

Réunion Technique du 1er Juillet 1933, à Stockholm

Le Président : (M. Gruner).

Meine Damen und Herren,

Ich erkläre hiermit die Sitzung eröffnet.

Wir haben uns entschlossen, die Fragen 1a und 1b zu gleicher Zeit zu behandeln. Es sind dies Fragen, die ineinandergreifen. Die Zerstörung des Mauerwerks hängt in gewisser Beziehung von den inneren Spannungen und diese wiederum zum Teil von den chemischen Vorgängen ab. Aus diesem Grunde sollen auch die beiden Fragen zusammenhängend heute behandelt werden. Die beiden Herren General- Berichterstatter werden nacheinander sprechen und es steht dann den verschiedenen Rednern frei, beide Fragen gleichzeitig zu behandeln oder nur eine einzelne. Zum Schluss werden zwei Kommissionen ernannt, um für die Fragen getrennt die Entschlüsse vorzubereiten.

Es sind zu verteilen der soeben eingetroffene Generalrapport von Herrn Ekwall in französischer und englischer Sprache, sowie ein Bericht von Herrn Professor Ludin. Das Buch von Herrn Professor Lugeon « Barrages et Géologie » wird in Zirkulation gesetzt, falls sich jemand dafür interessieren sollte.

Mr. Bo Hellstrom :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen,

Eighteen papers have been submitted on Question 1 (b) « Influences causing distortions in gravity dams ». In opening the discussion on this question, I would like to pay my compliments to the authors of the papers submitted. The reports are most interesting and it has given me a great pleasure to study them and to make a short summary of each. As the space available in the General Report is limited, it has been impossible to deal with the papers as fully as I should have liked, and I hope the authors will forgive me if my reviews are incomplete or too short.

As the General Report is to be taken as read, I shall now deal very briefly with a few points mentioned in some of the papers and in my concluding remarks, and I will take the opportunity of showing a few slides illustrating what I am going to say.

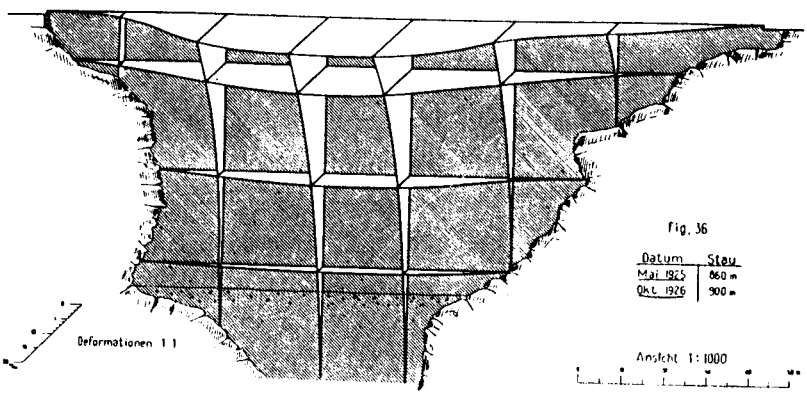


Fig. 1. — Deflection of the gravity dam at Shräh in Switzerland.

Several of the reports deal with actual measurements of distortion. It may therefore be appropriate to show, as an example, a diagram of the deflection of a gravity dam, see Fig. 1. This figure shows the deformation of the Schräh dam in Switzerland. The scale of the deflection is shown on the left of the figure.

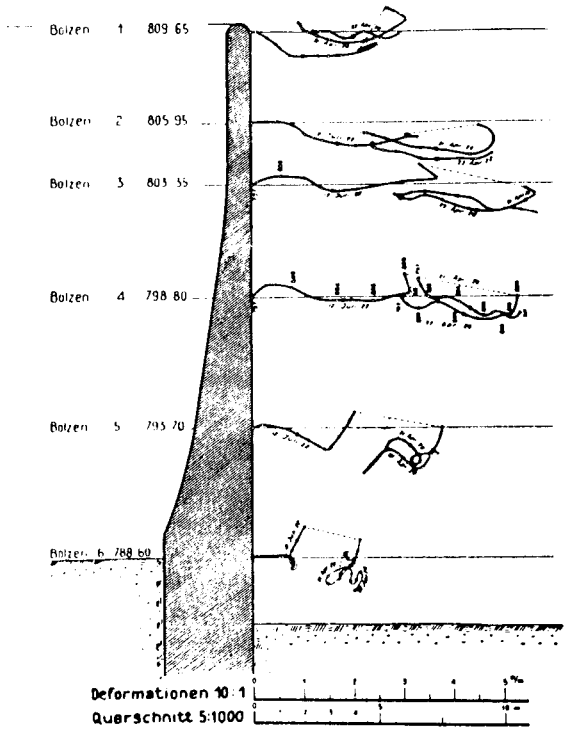


Fig. 2. — Movement of dam at Pfaffensprung in Switzerland.

Fig. 2 shows the movement of the dam at Pfaffensprung, also in Switzerland, at various times when the reservoir was being filled. The deflections are of course not only horizontal, but vertical movements are also taking place.

Now what are the causes of these movements ? One feature of which is that there is a permanent deflection continuing over a period of many years. I have divided the principal reasons under the following seven headings :

1. — The load :
   (a) water pressure;
   (b) weight of the masonry;
   (c) other loads including ice pressure, impact, shock, vibration due to water flowing over the dam, etc.

2. — Swelling and shrinkage due to changes in the amount of half-fixed water present in the material.

3. — Temperature variations :

(a) due to generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening;

(b) of the atmosphere;

(c) in the water in contact with the dam.

4. — Changes in the material :

(a) changes in elastic properties;

(b) changes in specific gravity due to variation of moisture content.

5. — Creep or plastic flow in the concrete.

6. — Local fatigue, relief of stresses by cracks or other irregularities in the masonry, etc.

7. — Movement of foundations, including earth shocks.

I draw your special attention to this table as a lead for the coming discussion. I would also like to know what you gentlemen think of this classification.

Observations seem to indicate that atmospheric drying out of concrete structures of considerable thickness will chiefly affect comparatively narrow layers close to the surfaces of the dam. When the water is raised against the dam, a layer near the upstream surface will be soaked with water, and subsequent swelling will take place. The effect to this on the distortion will, of course, to a great extent depend upon how far water penetrates into the concrete, and in this respect there seems to be a lack of definite information. Naturally, great variations may be expected. In the extreme case where the downstream surface of the dam becomes and remains more or less moist, water slowly percolates through the dam all the time. On the other hand, in a watertight dam, where the evaporation of water from the downstream surface is insignificant, the layer near the upstream surface subject to swelling may be comparatively narrow.

Fig. 3 shows how a more or less marked boundary line may exist between « moist » and « dry » concrete and how the position of this boundary may change under different conditions. Consequently the amount of swelling will vary with the thickness of the concrete near the upstream surface which is soaked with water. The

figure is taken from a paper (1) recently published by Mr. Westerberg, the Author of Report No. 3.

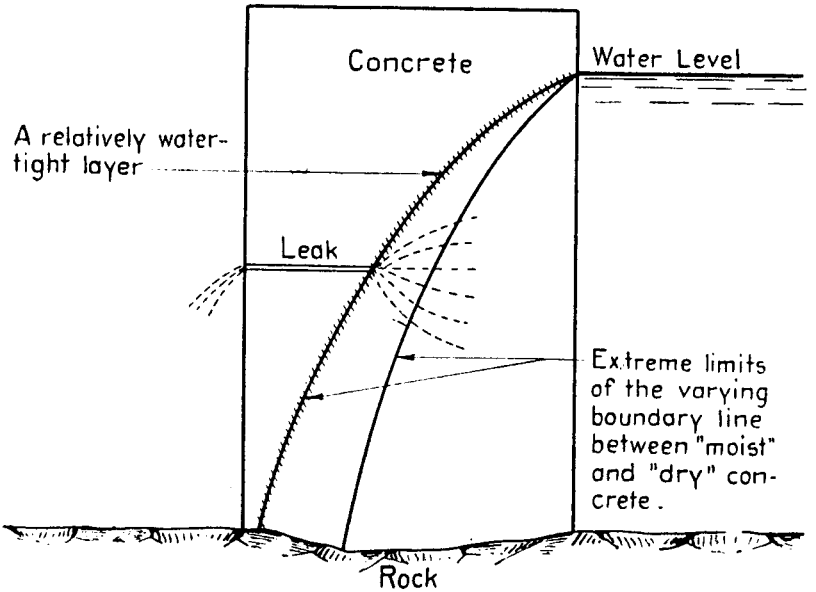


Fig. 3. — The boundary line between « moist » and « dry » concrete according to Westerberg.

I submit that this matter is worth discussing.

So far as research work on cement and concrete is concerned, collaboration between the chemical engineer and the civil engineer has proved most valuable. Recently, such collaboration in various countries has resulted in a better understanding of the problems connected with the questions we are discussing here this afternoon. In my concluding remarks in the General Report I have referred to some of the work carried out by Mr. Werner, who is a civil engineer, and Mr. Giertz-Hedstrom, who is a chemist, both of the Cement Laboratory of the Swedish Royal Institute for Engineering Research. These gentlemen have investigated the content and the state of water in concrete. As mentioned in the General Report, water can be divided into the following three groups,

(a) Fixed water;
(b) Half-fixed water, and
(c) Free water.

(1) « Methods of repair of concrete structures in water » ; Publication N° 260 of the Swedish Water Power Association.

In Table I of my General Report I have given the amount of water in hardened Portland cement. The table shows how the chemical action progresses, and, if (as an example) you take the first three columns, how the amount of cement plus fixed water increases from 64 to 74 % in 25 days, when the age of the concrete increases from 3 to 28 days. During the same time the half-fixed water decreases from 30 % to 26 % whilst after 7 days there is no free water left in the cement.

Table II refers to hardened concrete 1:5 at an age of 28 days and with a water-cement ratio of 1:0. The figures show the amounts of the aggregates in pulverised concrete depending upon the relative humidity of the air. You will see that the sum of half-fixed water, free water and air is 26 % in every case. This figure corresponds to the amount of pores and voids in the concrete and it is a very high figure. This is explained by the fact that the water- cement ratio in this particular piece of concrete was exactly 1:0. If the water-cement ratio had been lowered to 0.60, the pores and voids would have been reduced to 14 %. This shows the importance of keeping the water- cement ratio as low as possible to obtain non-porous concrete.

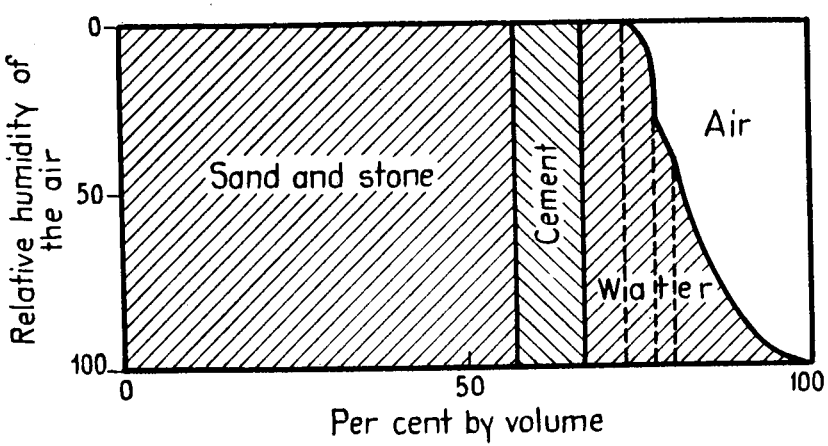


Fig. 4. — Diagram showing the volume of the different aggregates of concrte 1:5 in relation to relative humidity of the air.

In Fig. 4 the results set out in Table II are shown graphically. It will be seen that the air content of the concrete decreases with the relative humidity, so that whilst at a relative humidity of nil there is only fixed water present in the concrete; at a relative humidity of 100 % there is no air present.

One of the most important problems to be solved in connection with the construction of high dams, or in connection with any structure where great masses of concrete are used, is the problem of the amount of heat developed by the cement during setting and hardening. It is gratifying to notice that this matter is now generally taken into account in design and construction. Special steps have recently been suggested to bring about an equalisation in temperature in a shorter time as, for instance, at the Hoover dam, where a cooling system is being introduced. For the same work a special cement has been specified, generating a maximum heat of 60 kgcal after 7 days and 70 kgcal per kg cement after 28 days. For another big dam with a height of about 100 meters now being buillt at the Pine Canyon in America, the corresponding figures for the cement specified were 65 cal after 7 days and 80 cal after 28 days. For the latter dam the cement delivered has actually shown a heat of hydration of 55 cal after 7 days and 65 cal after 28 days.

Report No. 38 by Messrs. Lalin and Royen deals with special slow-hardening cement made in Sweden, and according to Report No. 41 by Prof. Vogt, a low heat cement has recently been used in Norway which generates about 50 % of the heat of ordinary Portland cement.

As I understand that in the coming discussion this question of

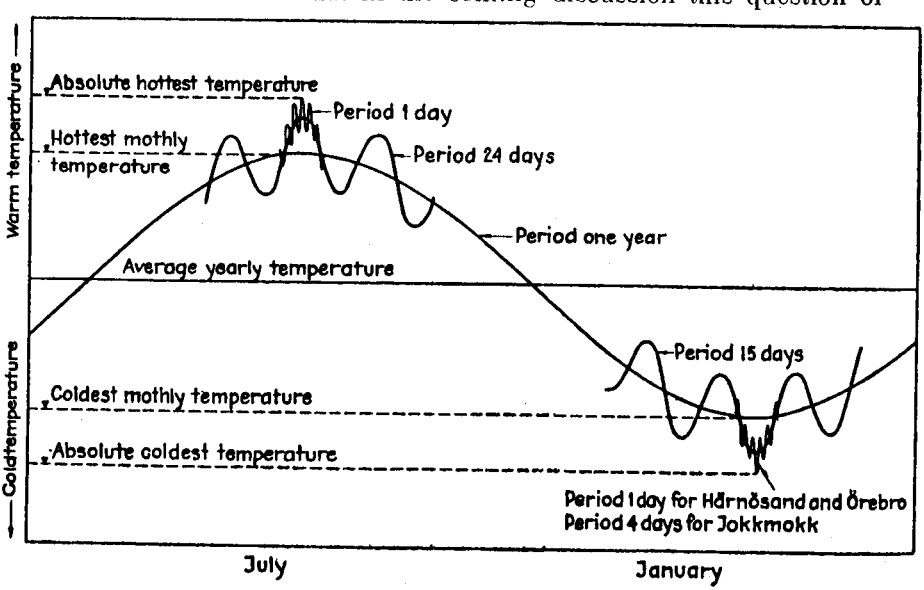


Fig. 5. — 3 superimposed periodic functions used for representing hottest and coldest air temperatures.

heat development will be referred to by several speakers, I shall not dwell on this subject any more now.

In my report I have suggested that calculations of temperature variations in concrete due to changes in the atmospheric temperature should be based upon three superimposed periodic functions.

The principle is shown in Fig. 5. All the curves are sine curves and the maximum and minimum temperatures of the basic curve are the hottest and coldest monthly average temperatures ever recorded. Superimposed upon this basic curve, there are for the summer a function with a period of 24 days and for the winter a function with a period of 15 days. Finally, there are superimposed the daily variations. The total maximum and minimum temperatures should of course correspond to the hottest and coldest temperatures ever recorded. The periods of the two periodic functions of 24 and 15 days have been estimated from actual records of extremely hot and cold periods and may of course vary from place to place.

In Fig. 6 you will see how the mathematical curves agree with actual records. In this connection it should be understood that the object is to get a series of three periodic functions, which, superimposed upon each other, will give temperature variations which are on the safe side, both as far as absolute values of temperature are concerned, as well as in regard to the duration of the coldest and hottest periods ever likely to be experienced. I think you will admit that from this point of view the mathematical curves and the actual records agree extraordinarily well.

For the temperature of river water it is sufficient to have only

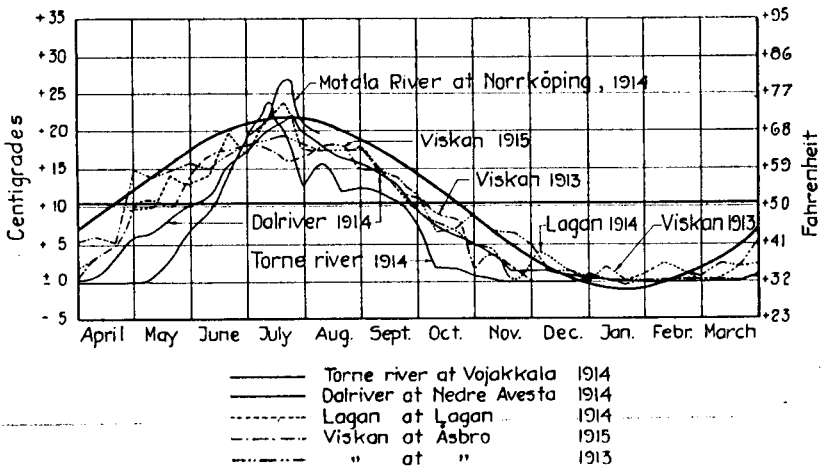
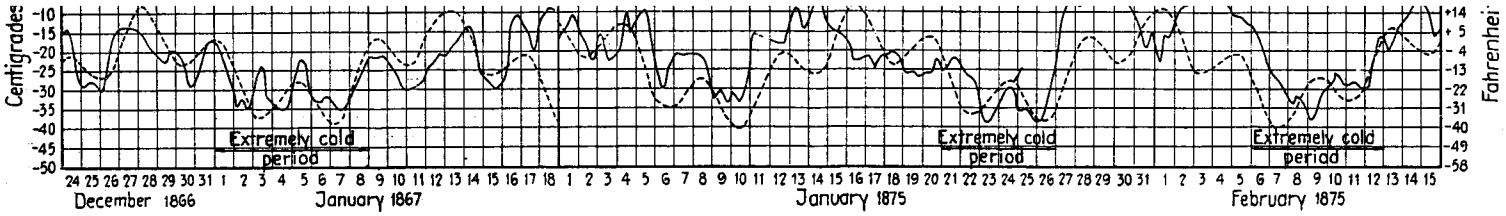
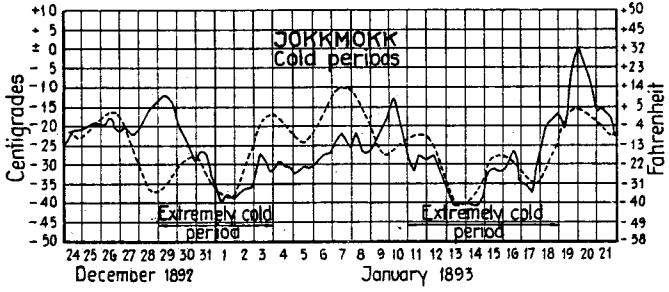
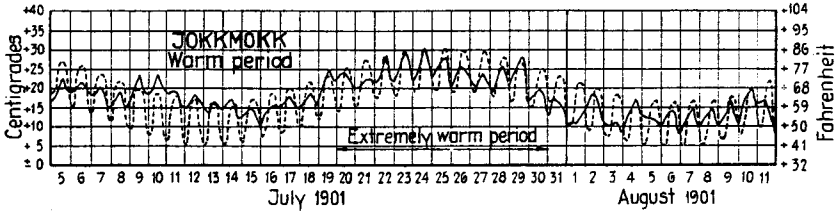


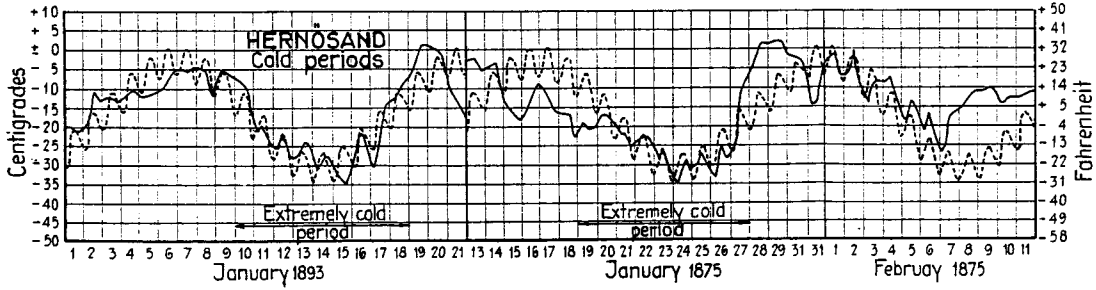
Fig. 7. — Temperature of the water in Swedish rivers.

one periodic function with a period of a year. In Fig. 7 I have shown



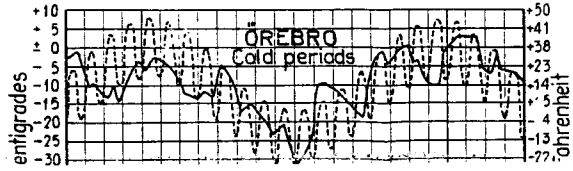


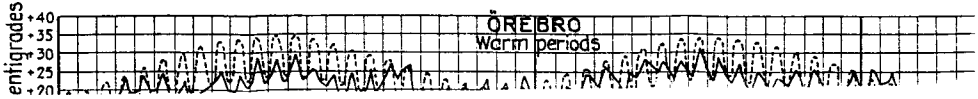


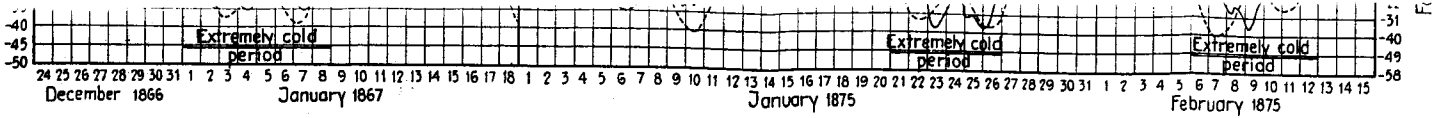


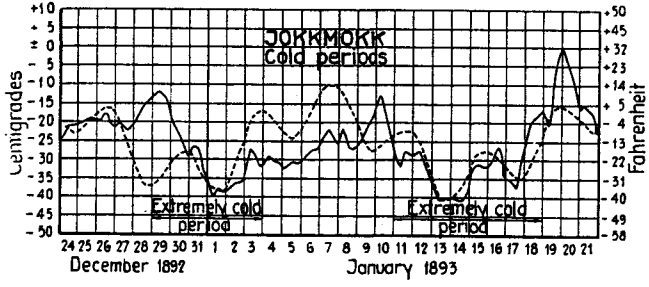
Actual temperature

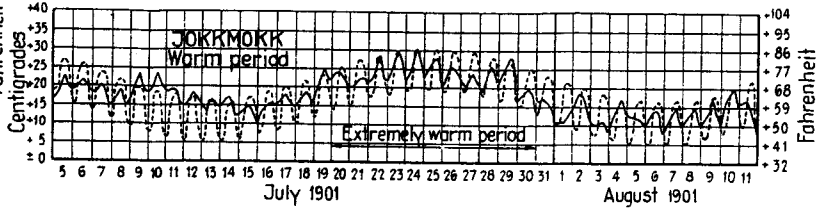
Estimated temperature according to three periodic functions

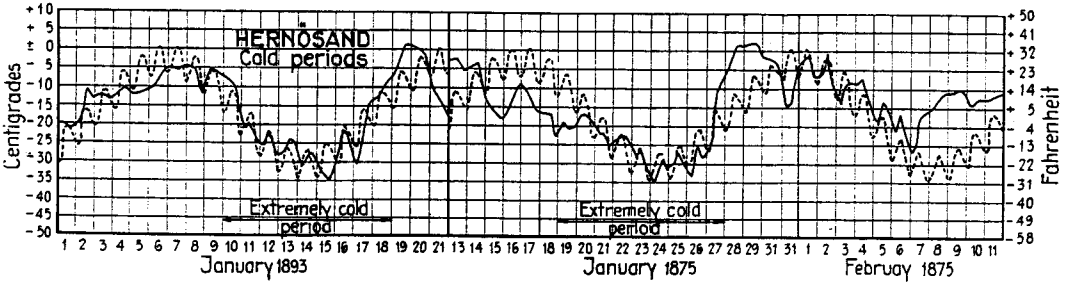






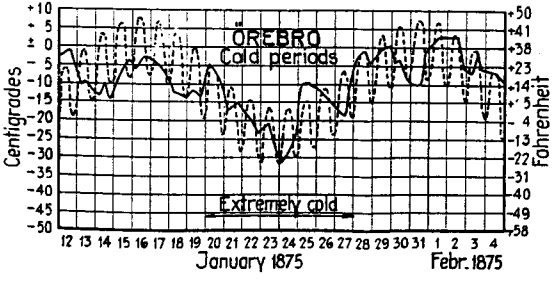


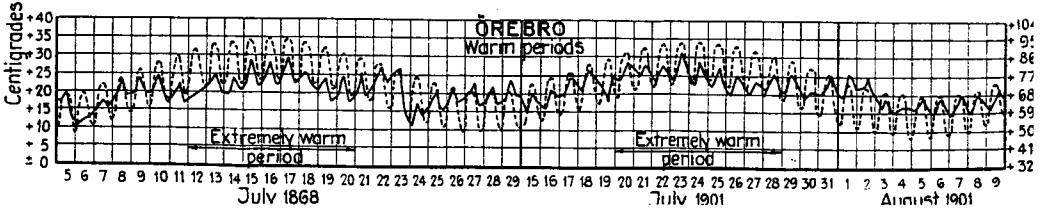




Actual temperature

Estimated temperature according to three periodic functions





some extreme values of river temperatures in Sweden, and it will be seen that one periodic function will suffice to represent these variations with desirable accuracy.

One question which seems important is the creep or plastic flow in concrete. I have in the concluding remarks of my General Report made a short summary of a very interesting investigation on this subject, carried out by the Building Research Board in England and I understand that this matter will be referred to in the discussion.

As a general conclusion it may be said that there are two main questions which deserve the closest attention. The first is the manufacturing and use of a cement specially suitable for mass construction works and for structures subject to unilateral water pressure, i.e. a cement which generates as little heat as possible during the time of setting and hardening, and which also has a higher resistance against dissolution in water than ordinary Portland cement. The second question is the desirability of obtaining a better understanding of the effect of external forces and internal phenomena in dams by observations of deformation, temperature variation, etc. carried out on the full scale models provided by the dams themselves.

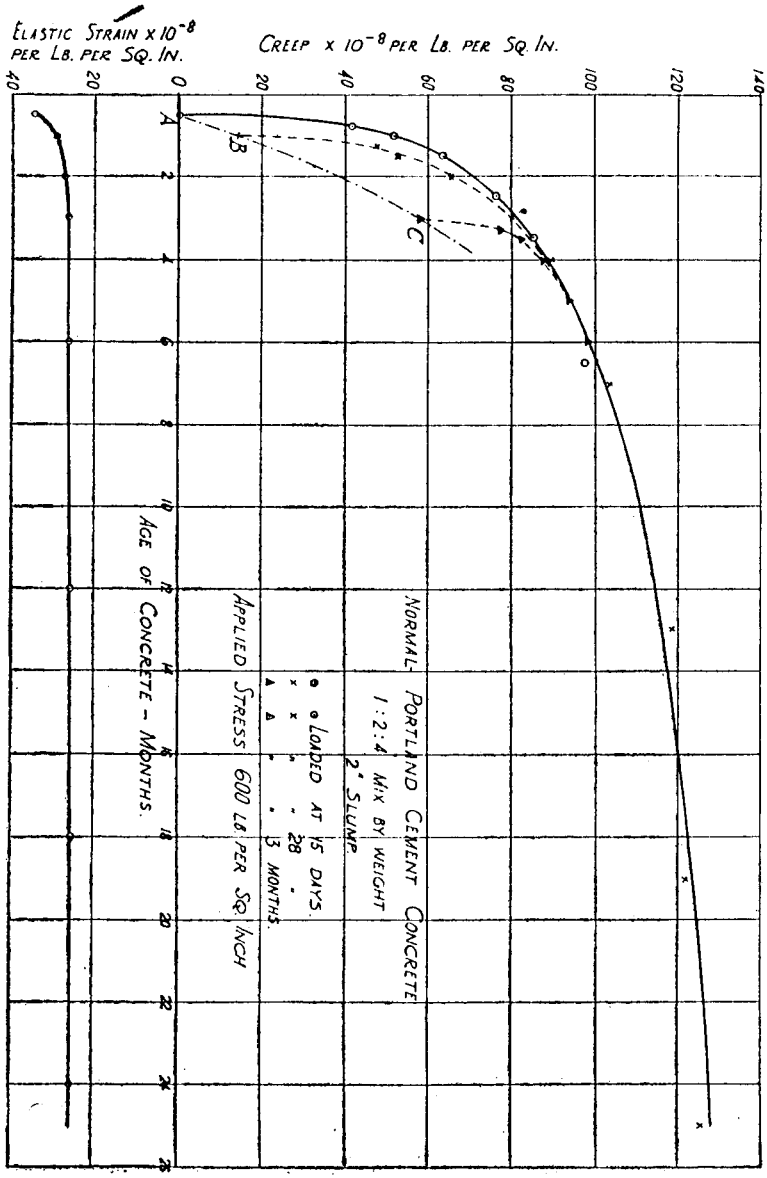
Mr. N.G. Gedye :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen,

I think it will be of interest to members of this Congress to call attention to recent researches conducted in England by Dr. Glanville and Mr. Thomas at the Building Research Station at Watford on the *Creep of Concrete under Load.* The General Reporter, Mr. Hellström, has referred to this research work on pages 24 and 25 of his report. He has defined « creep » and I might add that the terms « flow », « plastic flow », « plastic yield », and « time yield » have been used with the same meaning.

With your permission, Mr. Chairman, I would like to exhibit five slides showing some of the results of these investigations. The slides are taken from diagrams contained in very recent papers by Dr. Glanville and Mr. Thomas. Full details of the experiments will be found in the publications of the Building Research Board and in these papers. I will hand to the secretary a copy of the references to these publications and some other papers on the same subject.

Slide 1 shows the relation between creep and time for a typical 1:2:4 concrete. The elastic strain is shown in the same figure for comparative purposes.



Slide I. — Creep for 1:2:4 Mix, Normal Portland Cement Concrete

The concrete was loaded at three ages, 15 days, 28 days and 3 months. It was found that after a few months under load the movements of the three specimens were practically the same. For

this reason, the curves representing the three ages of loading start from points A, B and C chosen in such a manner that the curves coincide at 6 months. It should de specially noted that the creep for such a concrete may be as much as four or five times the elastic movement.

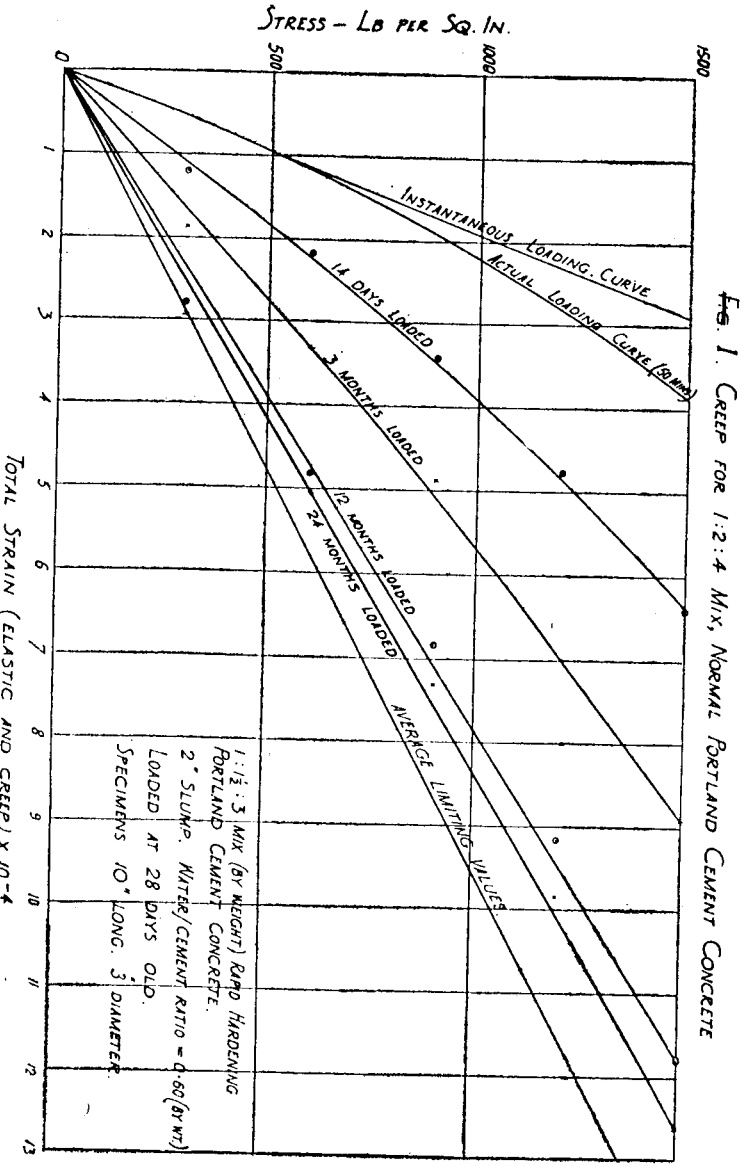
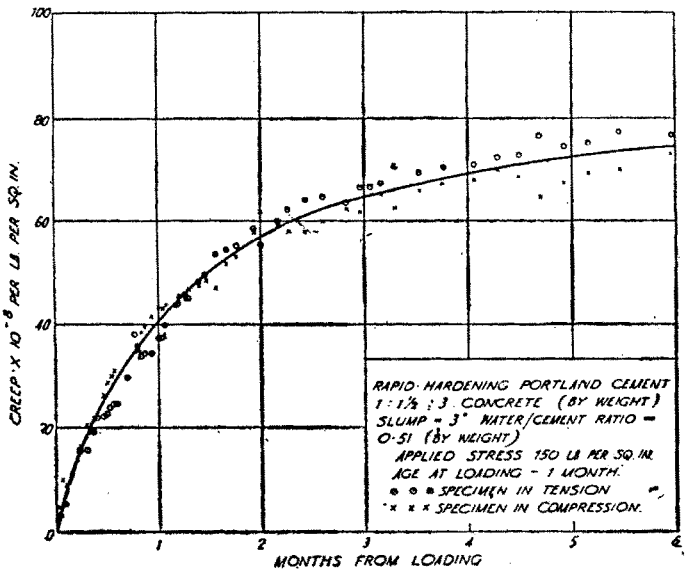


FIG. 1. CREEP FOR 1:2:4 MIX, NORMAL PORTLAND CEMENT CONCRETE

Slide 9. — Effect of stress on creep.

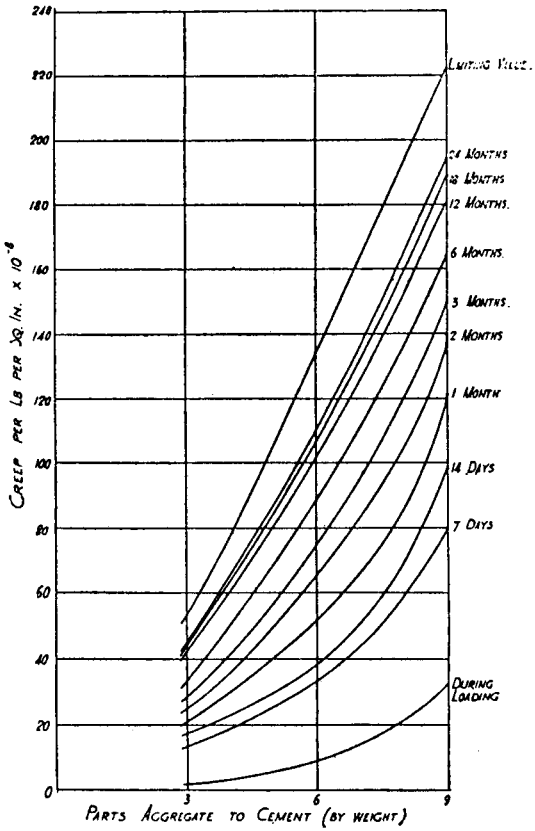
Slide II. The justification for the method of expressing creep that is summarised in Mr. Hellström's report is to be found on Slide II, in which the applied compressive stress is plotted against the sum of the elastic strain and the creep. This figure shows that the creep is practically proportional to the applied stress, and that this proportionality is maintained up to stresses somewhat in excess of the usual design values. The limiting value of creep, as indicated on this figure, is the maximum amount that is ever likely to take place as far as can be judged from the form of the creep-time curve to date.



Slide 3. — Creep of concrete in compression and tension.

Slide III shows that creep in tension is the same in amount as that under an equal compression.

Slide IV shows the effect of the quantity of aggregate in relation to the cement for normal Portland cement concrete. The creep increases as the quantity of aggregate is increased and, for the mixes shown, the limiting values of creep are roughly proportional to the amount of the aggregate.

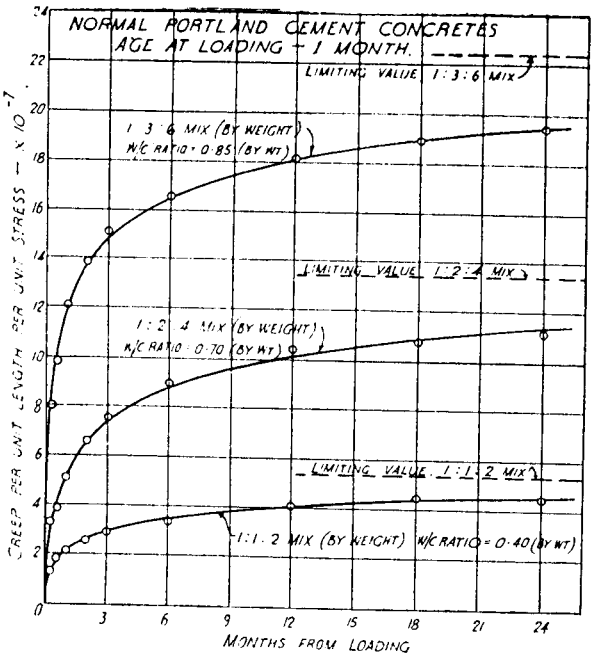


Slide 4. — Effect of cement content on creep.

Slide V. In this slide are shown typical creep-time curves, drawn in accordance with the formulae set out in Mr. Thomas' paper, which fit quite well the experimental values obtained for all normal Portland and rapid-hardening Portland cement concretes that have been tested at the Building Research Station at Watford.

In that slide you will see that the top curve is for a mixture of 1:3:6. That is a fairly weak mixture of cement. The middle one is 1:2:4 and the lowest one is a very rich concrete, 1:1:2.

I should say that I am indebted to Dr. Glanville for the use of the slides and permission to show them to the Congress.



Slide 5. Creep of Normal Portland Cement Concretes

Curves Drawn - 1:1:2 Mix, $C = 5{\cdot}38 f_c \left[1 - e^{-0{\cdot}55\{(t+{\cdot}0025)^{0{\cdot}40} - {\cdot}091\}}\right] \times 10^{-7}$

1:2:4 Mix $C = 13{\cdot}4 f_c \left[1 - e^{-0{\cdot}55\{(t+{\cdot}0025)^{0{\cdot}40} - {\cdot}091\}}\right] \times 10^{-7}$

1:3:6 Mix, $C = 22{\cdot}3 f_c \left[1 - e^{-0{\cdot}80\{(t+{\cdot}000018)^{0{\cdot}3} - {\cdot}0175\}}\right] \times 10^{-7}$

References above mentioned are :

1) Glanville W.H. Building Resarch Tech. Paper 12 « The Creep or flow of Concrete under load ». H.M.Stationery Office (1930).
2) Davis R.E. Proc. Am. Con. Inst. Vol 27 p. 837 (1931).
3) Faber O. Proc. Inst. C.E. (1927-8) part 1 pp. 27-130.
4) Whitney C.S. Proc. Am. Con. Inst. Vol 28 p. 479 (1932).
5) Report of Building Research Board 1930. H.M. Stationery Office, London (1932).
6) Glanville W.H. « Creep of Concrete under Load » Inst. of Structural Engineers' Journal, London, 1933, Vol XI, No. 2 p. 54.
7) Thomas F.G. « Creep of Unreinforced Concrete » Inst. S.E. London, Vol XI, 1933.

M. Binnie :

The slides which Mr. Gedye has shown us are of very great interest, because they indicate that the modulus of elasticity which is taken to measure a strain from the stress will depend on so many factors, and that the plastic movement of the material may be greater than the elastic movement. This leads to a redistribution of stress, and in the case of such structures as arch dams it has a profound effect on the actual maximum pressures or tensions which one would assume, if you use the ordinary elastic theory in calculating the stresses. In fact, it really helps a great deal and the stresses are smaller than what one would calculate by the elastic theory.

There is another point about plastic movement of concrete, and that is that you do not get dilatation of concrete at right angles to a direction of stress, or that dilatation is so small that it is hardly measurable. In other words concrete does not obey Poisson's law. Concrete seems to close in the column as if it were a concertina, which has led to the theory of the structure of concrete referred to by Mr. Hellström in his report.

I don't want to deal at any further length with that particular aspect of that problem, but I should now like to turn to the coefficients which are used for estimating what the probable elongations would be of concrete under an increased temperature, or contractions if the temperature deseases. The Assouan dam is about 1800 meters in length and when that dam was built very accurate micrometers were put in for measuring the movements of certain cracks which had appeared in the concrete after 5 years, and the results were assumed to show what the actual increase and decrease in the length of the dam was, due to changes of temperature.

Now Assouan is peculiarly favourable for getting such records. It is almost a rainless district. The dam itself is faced with granite, which is entirely nonabsorbent of water. You therefore get rid of several factors which are disturbing factors in endeavouring to arrive at these coefficients from actual structures on the ground. There is also an enormous difference between the summer and the winter temperatures, so that the movements under changes of temperature are greater than in this country. The difficulty in arriving at the coefficients is due to hair cracks. These are cracks which are so small that they cannot be measured, and yet they do open slightly and close again. Sir Murdoch Macdonald obtained his coefficients by measuring very accurately the cracks which occurred in two

lengths of the dam, one 65 meters and another 135 meters in length and then making an allowance for these little fair cracks and the coefficient so established was applied to the whole dam and is shown on the table which has been placed on the blackboard.

Table showing various coefficients for expansion and contraction of concrete or masonry due to changes of temperature.

Name of Dam	Nature of Construction	Coefficient per 1° C	Reference
Assouan (Egypt)	Granite 60 % Concrete 40 %	.0000024	Sir M. Macdonald Vol. CXCIV Proc. of Institution of Civil Engineers (England)
Komaki (Japan)	Concrete 210 to 300 kg per m³	.0000055	Eiichiro Ishii Report n° 11. Question 1 *b*.
Nag-Hamadi (Egypt)	Concrete 4 to 1 by volume	.0000007	Naguib Ibrahim Bey. Report n° 15 Question 1 *b*.

With regard to Assouan, the blocks of granite were as large as could be conveniently handled by a man, and were embedded in cement concrete mortar. The proportion of the mortar to the whole mass was 40 %. It is faced with granite very carefully pointed.

Now we turn to Paper — I think it is No. 11 — Mr. Ishii's paper, where he gives the coefficients for Komaki dam. You will notice that his coefficient is more than double the coefficient for the Assouan dam. That is the first one shown on the Table. Now that dam is of different construction. It is of concrete which varies, if I remember rightly, from about 210 kilogrammes to 300 per cubic meter. Now we come to the Nag-Hamadi dam given paper 15, and the coefficient for this dam is only about one-third of the coefficient which is shown for the Assouan dam. The movements were measured above the arches over the sluices. Those arches are made of 4:1 concrete by volume, and I cannot help thinking that there is a disturbing factor at work in the case of Nag-Hamadi.

I have only quoted these three examples as showing that our knowledge of what is the actual coefficient of contraction for concrete is vague. One man finds it one thing and one another. It is totally discordant with laboratory results, and certainly the actual movements that are obtained under variations of temperature, are nothing like as great as what one would assume from small specimens.

There is only one other point with regard to English practice in dam construction, and that is to avoid as far as possible the rise in temperature of the cement during setting.

The Portland cement formerly in use in England contained free lime and, when the Alwen dam was constructed, pipes provided with numerous nozzles were laid under the floor of the cement shed to blow air through the cement upwards and get rid of the free line as far as possible.

The results have been very successful. The same method was adopted at the Derwent Valley Dam, which is about 400 meters in length, and has not a contraction joint in it. You can go through the galleries in the center of the dam running one into the other and you won't be able to notice a single crack. Now, theoretically, that dam should have cracked, due to the changes of temperature. It should have cracked due to the rise in heat in setting, but it hasn't done it. It makes me think that plastic flow has a profound effect also on movement which you would, expect, due to the expansion and contraction under changes of temperature, and it appears to me that the elastic theory is built up on the assumption of an elastic modulus and a coefficient of expansion and contraction due to changes of temperature which are not actual. We want to consider very carefully the basis on which we are working before we build too elaborate a mathematical structure which has no real significance.

M. Kaech :

Meine Herren :

In den letzten Jahren hat man in der Schweiz, im Hochgebirge einige Talsperren hergestellt, bei welchen, zu Folge der besonderen Klima-Verhältnisse, besondere Konstructionen angewandt werden mussten und bei welchem besondere Messmethoden angewandt werden mussten zur Kontrolle, ob diese Konstruktionen dem entsprochen haben, was man erwartet hat, d.h. was man der Berechnung zum Grunde gelegt hat.

Es handelt sich um zwei geradelinige Schwergewichtsmauern von etwa 30 - 40 m Höhe, grosser Länge und um eine s.g. kombinierte Bogen-Schwergewichtsmauer oder sagen wir einfach eine i den Flanken eingespannte Mauer von 114 m Höhe.

Ich glaube es ist interessanter, wenn ich Ihnen hier einige Resultate, einige Ergebnisse vorführe und nicht die theoretischen Voruntersuchungen über die Material-Eigenschaften, sondern direkt die Mess-Ergebnisse und dann können Sie sich selbst die einzelnen Gewichte der einzelnen Umstände dazu bringen.

Zunächst (Lichtbild), damit Sie den Eindruck haben, wo diese Sperren stehen. Sie sehen einige gewaltige Gebirge, Gletscherabflüsse. Dieser Gletscher, den Sie hier sehen, unterhalb des Gletschers ist an der Zunge 20 m hoch durch den neuen See eingestaut. Dieses Gletscherwasser ist natürlich sehr kalt, die Temperatur variert beim Austritt aus dem Gletscher um 0 Grad herum und steigt im Maximum auf 4 - 5 Grad.

Etwa die Hälfte des einzelnen Gebietes ist mit Gletschern und mit Eis belegt.

Ich will betr. die Konstruktion einige kleinere Angaben geben.

Die Mauer ist geteilt alle 15 Meter, so hoch für die Fugen, die einzelnen Blöcke wurden zunächst hochgeführt mit einer Dichtungsschicht mit einer variablen Grösse von etwa 4 Meter unten, 2 Meter oben, mit 350 Kilogramm Zement dazugetreten. Diese Fugen wurden erst gefüllt nachdem sich die Zwischenplätze über den Winter abgekühlt haben, nach 1 bis 2 Jahren. Die Fugen wurden in Höhe von 60 Metern auf einmal gefüllt und mit Druckluft gepresst. Die Bogen wurden also künstlich gespannt; in Winter hat man die Fugen oben und unten geschlossen und Kühlluft durch die Fugen durchgehen lassen. Sie werden später sehen in welcher Weise man damit erreicht hat die Mauer sehr rasch abzukühlen. Es ist wohl das erste Mal, dass eine grosse künstliche Abkühlung — Abführung der Wärme des Betons — bei einer solchen Konstruktion angewandt wurde, nicht?

(Lichtbild) Sie sehen wie man die Betonblöcke nun herbeiführt in der Querrichtung und in der Zentralrichtung.

(Lichtbild) Sie sehen dass die Temperaturen etwa 30° über die Materialtemperatur gestiegen sind. Ich möchte bei dieser Gelegenheit hier einfügen, auf den Unterschied in den Berichten hinweisen. In den theoretischen Bestimmungen, welche Wärmemenge abgegeben wird beim Abbinden, sind sehr grosse Unterschiede in diesen verschiedenen Berichten gegeben. Es werden Grössen von 50 bis zu

100 Kalorien gegeben. Es ist ganz unmöglich, dass solche Unterschiede bei den heute vorhandenen Zementen bestehen, zwar ganz gleichgültig ob die Zemente so oder so etwas mehr Kalk oder Kalkarten zusammengesetzt sind. Es ist hier zweifellos eine Verwechslung und eine verschiedene Definition vorhanden. Ich glaube aber daneben ist auch hier wieder zu sagen, wie bei allen Versuchen, welche mit reinem Zement gemacht werden, dass diese viel zu grosse Streuungen geben, wenn man sie einfach auf den reinen Zement bezieht, dass es überhaupt nicht möglich sein wird eine solche Fixierung zu finden. Immerhin so verdient diese Frage, meines Erachtens, ein viel grösseres Interesse als Materialtechnisches, als viele Fragen die heute Morgen bei den Dämmen behandelt worden sind, weil es doch immerhin möglich sein sollte hier eine solche Frage noch physikalisch zu definieren, was bei den Umständen, die bei den Dämmen eine Rolle spielen, zum grossen Teil wohl nie der Fall sein wird.

(Lichtbild).

Ich möchte meine Worte übersetzen und ergänzen. Es war nicht möglich die alten Methoden einfach weiter zu verwenden. Sie hätten nicht genügt um alle Resultate zu geben, die uns interessiert haben.

Neben den gewöhnlichen Messungen mit dem Theodolit haben wir hauptsächlich eine neue Art gefunden, indem wir in die Sperre in Kästen Pendel aufgehängt haben. Mit diesen Pendeln können wir nun die Verformungen verfolgen, auf lange Dauer und können tägliche Erhebungen beziehend gewöhnlicher Wehrwerte, wir können sie von den Pendeln ableiten, wir können sehr genaue Messungen machen, wie ich Ihnen zeigen werde, und können uns jederzeit über den Zustand der Sperre statisch orientieren. Nun neben diesen Messungen, die eigentlich als Abnahme-Messungen bezeichnet werden könnten, also Messungen wie man sie bei Brücken macht, Reservoiren usw., haben wir aber noch Messungen durchgeführt, die uns für den Bau gedient haben. Nämlich Längemessungen der einzelnen Betonklötze und natürlich die Temperaturmessungen, die ich schon vorgeführt habe. Und diese Messungen waren nötig um den richtigen Zeitpunkt zu finden um die Fugen zu schliessen und ich kann hier in Anfügung zu dem was Herr Binnie gesagt hat, sagen, dass der Beton, der hier zur Verwendung kam, mit 200 kg Zement, etwa 0,1 0 % geschrumpft ist, bis er kühl war, also verhältnismässig wenig, und bis man ihn dann füllen konnte. Nun neben den Pendelmessungen sind für den Bau selbst noch Längenmessungen, also in diesen Schächten, gemacht worden mit einem

s.g. Taststab, mit einem Stab der mit einem Mikrometer versehen war, mit dem man aufs tausendste Millimeter messen konnte, und dann sind die aufs hundertste Millimeter Genauigkeit ermessen konnte und dann sind noch die Neigungen gemessen worden am Sperrenrücken mittels eines Mikrometer-Taststabes, mittels eines Vertikalstabes, der mit seiner Fussohle vertikal gestellt wurde, eine Spezialkonstruktion, mittels eines Stabes, eines Taststabes mit einer Mikrometer-Vorrichtung. Mit dieser Vorrichtung können wir auch heute noch die Deformation der Sperre, wie sie das Pendel angibt, kontrollieren. Das Pendel dient zur allgemeinen Orientierung. Wenn man in irgend einer Mauer Klorkalkerscheinungen sehen würde, könnte man das Pendel für allgemeine Beurteilung einsetzen und mit diesem Mikrometer-Taststab könnte man die Einzelheiten die Oskultation eines Kalkungsgliedes sehr leicht herausfinden.

(Lichtbild) Nun noch über diese Pendel, die Konstruktion, einige Worte.

Wir sehen hier oben das Pendel aufgehängt und dabei, da oben, die kleine Fixierung des Drahtes, damit Dauerbeanspruchungen in der Aufhängung nicht etwa auf das Pendel eine Auswirkung ausüben können. Das Pendel besteht aus dem hartgespannten Stahldraht, also aus einem harten Stahldraht, der hoch belastet wird, hoch gezogen und recht zu den verschiedenen Zwischenpunkten mit einer Fixierung, um diese Punkte auch ablesen zu können, und hier unten sehen Sie die Ablesevorrichtung. Sie besteht aus einem reibungslosem Zeiger ebenso wie die Aufhängung reibungslos sein muss, muss auch dieser Zeiger reibungslos sein, hier dann Kugelführung und dann hier das Pendel in Bewegung gesetzt und hier auf einer Skala werden die Austräge abgelesen, die kann man sehr leicht auf Wunsch ablesen. Ich möchte einige Male wiederholen, dass das Mittel gar nicht befolgen, so dass man sagen kann, man hat die Genauigkeit sicher auf das hunderste Millimeter erreicht. Nachher wird dieser Zeiger umgesetzt und nachher wieder abgelesen.

Ich glaube es wäre zweckmässig, wenn man in jeder grossen Sperre eine englische oder eine solche Einrichtung einsetzen würde. Ich muss sagen, dass es ganz merkwürdig ist, dass bis heute die Ingenieure, selbst bei kleinen Brücken und bei kleinen Gefässen, ungeheuere Abnahmeversuche gemacht haben, aber dass noch niemand bei der Intimstellung eines solchen Werkes, welches noch viel, viel grössere Eingriffe und Schäden anrichten kann, werden wir sagen als irgend ein anderes Ingenieurobjekt, Abnahmekontrollen zu vernommen oder auch Kontrollen über das Verhalten. Es ist ja

klar, dass es nicht leicht ist solche Massnahmen zu treffen, das haben wir heute Morgen gesehen, bei den Diskussionen über die Dämme, aber dieses Beispiel zeigt, dass einige Ueberlegungen den Herren Ingenieuren doch die Mittel in die Hand geben, solche Kontrollen zu machen.

(Lichtbild) Hier sehen Sie noch eine Messung mit einem Klinometer, mit einem Neigungsmesser. Noch nicht fertig; die Mauer wird noch abgedeckt am Ritze. Ich zeige das Bild nur, um zu zeigen, wie einfach man diese Messungen machen kann. Das ist ein Stab, ein Taststab, um die Länge zu messen. Und nun noch die Durchbiegungen und Betontemperaturen, wie sie abgenommen werden konnten.

Sie sehen, wie die Temperaturen, die kalt wirken, nun in einer solchen Mauer, nachdem sie fertig war, die Konstruktion fertig, die Abbindtemperatur ist rechtzeitig abgeführt, — ich möchte hier beifügen, dass ich ganz anderer Ansicht bin, wie die in dem Generalrapport zum Ausdruck kommt. Es ist vollständig unrichtig zu sagen, man braucht jahrelang um die Temperatur abzulenken. Man muss dafür sorgen, dass die Temperaturen von dem Betonieren rasch weggeführt werden. In dieser Hinsicht ist es noch notwendig die Zemente sehr sorgfältig auszuwählen, denn es ist lange nicht gesagt, wenn man sagt ein Zement mit 60 Kalorien sei besser wie einer mit 80. Es kommt ganz darauf an, wie lange es geht bis man die Konstruktionen schliessen kann. Es ist unter Umständen sehr viel schlechter einen Zement zu verwenden, der wenig hohe Temperatur bringt, wie einen der hohe Temperaturen bringt, bei welchem aber die Temperaturen dann rasch weggehen.

Mr. Bo Hellstrom :

I am sure we are very grateful to Mr. Kaech for his interesting review, and I would like to suggest that the figures he showed us be included in the Transactions of this Meetting, especially the illustrations of how the measurements of deformation were taken, the different apparatus used, such as the clinometric scales, and so forth.

If I understood Mr. Kaech correctly, he suggested that possibly there was a misunderstanding in regard to the figures of the calorific values of the heat developed by the cement. Mr. Kaech said it was impossible to have such wide differences as from 50 to 100 cal, as had been stated in reference to the cement produced nowadays. I am

afraid I cannot agree that there is any such misunderstanding with reference to the figures quoted in my Report, and I am sure different cements will generate very different amounts of heat. As Mr. Werner, a Swedish cement expert, is going to speak a little later on this very subject, I shall not deal any further now with the question.

It may, however, interest you to hear that in 1927, when a big dam for the Perak Hydro-Electric Scheme in the Federated Malay States was going to be built, we already then considered this question of heat development. In those days we did not know as much as we do now about this, but we carried out special experiments on ordinary Portland cements made at four various factories in England. For instance the heat generated during the first day by one cement was not less than 40 % higher than that by any other, whilst after three days the difference was somewhat less. This investigation showed that, so far as heat development was concerned, the Portland cement from one factory was much better than that from any of the other three, whilst the compressive and tensile strength in all four cases were well above the standard specification. Therefore, for the Works we naturally selected the cement which in every other respect was as good as the others and which at the same time showed a lower heat of hydration.

Perhaps Table III in my General Report has given rise to the misunderstanding Mr. Kaech referred to. I may point out that the figures in this table refer to completely insulated concrete and to the time which it takes for any cement to develop 30, 70 and 110 kgcal per kg of cement. I may mention that I have recently had an opportunity of comparing the figures in Table III with the results obtained from experiments carried out by Mr. Davey of the Building Research Board in England. We then found that there was a close agreement between the figures given in Table III and the figures obtained by him in his experiments.

With reference to Mr. Kaech's statement that it might be incorrect to say that it takes years to lower the temperature of concrete, I would refer to Mr. Haegelen's report (No. 10), where it is shown that for mass concrete, the thickness of which is 10 or 20 metres, it takes several years for the heat to dissipate.

Le Président : (M. Gruner).

Meine Damen und Herren,

Wir haben jetzt noch 2 Stunden Zeit und wir haben noch 11

Redner eingeschrieben. Ich konnte bis jetzt nichts abkürzen. Die Rapporte, die uns vorgetragen wurden, waren so interessant und hätten durch eine Kürzung verloren. Wir haben aber noch Zeit in Trollhättan. Ich möchte deshalb diejenigen Herren, welche auch in Trollhättan anwesend sein werden, bitten, sich zu melden und ich werde sie bitten, erst in Trollhättan zu referieren. Dadurch würden wir für die anderen Sprecher etwas Zeit gewinnen. Die Uebersetzung bedeutet ja natürlich einen grossen Zeitverlust. Wir werden deshalb die Uebersetzung nur noch in ganz wichtigen Fragen in abgekürzter Form geben.

Le Président : Mr. Friis, you are not going to Trollhättan ?

Mr. Friis : No.

Le Président : Herr Eggenberger, machen Sie die Reise mit ?

M. Eggenberger : Nein.

Le Président : Herr Professor Probst ?

M. Probst : Ja.

Le Président : Herr Sandri ?

M. Sandri : Ja.

Le Président : In Trollhättan ?

M. Sandri : Ja.

M. Friis :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen :

The question of deterioration of concrete in dam has for many years been studied in Norway by a special commission appointed by the Norwegian Society of Civil Engineers. The investigations of this Committee is laid down in a paper, *Report I* of the Commission, but I am sorry to say it has not been translated. We had for many years observed that the concrete in the Norwegian gravity dams had begun to deteriorate and first of all we tried to come a conclusion

about the *extent* of these deteriorations and we found that nearly all dams more than 10 to 15 years old showed signs of deterioration especially in the grouting joints. We further found that the regulation dams up in the mountains under the there existing very hard and severe climatic conditions were more injured than the dams lying under water, and we also found when we investigated the deteriorated concrete that the pores were filled up with organic material. That was the first question we had to solve. The second was of course the very interesting question of the *cause* of this deterioration. We begun with an analysis of the water and we found by analysing 21 water courses from different parts of Norway that the surface water in the Norwegian streams is very acid, having a pH value from 6.5 down to 5.7, and at the same time is very pure, the content of dry material going down to 7 mg per litre. It is so pure that it is very nearly distilled water. The average temperature naturally is low. Of course the cause then was a double one. For the first the concrete itself, made 10 to 15 years ago, was neither good nor watertight and secondly when the acid water comes into this permeable concrete it is clear that the solution of lime will go on. An analysis of the leakage water also showed a great solution of lime. A third reason is that the temperature differences in the cross section of the dam will cause cracks in the upstream surface of the dam. Through these cracks the acid water will enter and begin the solution of lime. Consider a regulation dam situated up in the mountains in Norway. We have a full basin in the summer time between May and the middle of June to July; then the water is levelled during the winter and you can have temperatures down to — 40° C.. In April the basin will be on its lowest and the dam-surface (generally painted black with some sort of asphalt composition) will be exposed to the hot sunshine. But the temperature in the interior of the dam is seldom going under the middle temperature of the spot, let us say, in any case not under zero. The consequence is great stresses and pressures in the surface strata of the dams. You can't avoid it, and even if you use a cement with a lower temperature rise during the setting it is not possible to avoid surface cracks on account of the temperature differences in the cross section of the dam.

To avoid this deterioration in the future, the first thing we can do is of course to make better concrete. We know very well that the concrete we made some 10 years ago was bad, not watertight. We can use better methods, we can use vibration, and we can now with an ordinary Portland cement without doubt make a watertight concrete. But we can't avoid these surface cracks through which the water is apt to come in.

The solution of the problem is therefore — after my opinion — to make an elastic cover on the outside of the dam, elastic enough to cover all temperature — and other cracks and at the same time hard enough to take up the mechanical forces from the ice and from the timber. But of course it is illogical to think that a material can be elastic enough to cover these cracks and at the same time have the necessary strength to take up the mechanical forces. Consequently, it is absolutely necessary by gravity dams that this elastic membrane is covered again with a layer of some sort, let us say concrete or steel, or whatever you want. But I think that this side of the problem has been neglected and it is very necessary to study this insolation problem of the surface of the dam, as well with regard to the right elastic material as to the right technical construction of the connection of the layer to the dam.

M. Coyne donne des explications sur l'*introduction de contraintes artificielles dans l'état élastique des barrages.*

En matière de déformations de barrages, deux conceptions différentes peuvent se faire jour :

Ou bien se contenter de mesurer la déformation, mais en définitive la subir;

Ou bien l'imposer, en exerçant sur l'ouvrage des contraintes artificielles.

Il y a longtemps qu'un grand Ingénieur français, Rabut, a désigné sous le nom de « synthèse statique des constructions » l'ensemble des procédés qui permettent d'introduire dans les ouvrages des contraintes artificielles. Ces procédés ont été appliqués notamment en France par de grands constructeurs, M. Freyssinet entre

autres, qui a attaché son nom à la mise en charge artificielle des grandes voûtes.

Les Ingénieurs français viennent aussi de réussir à introduire,

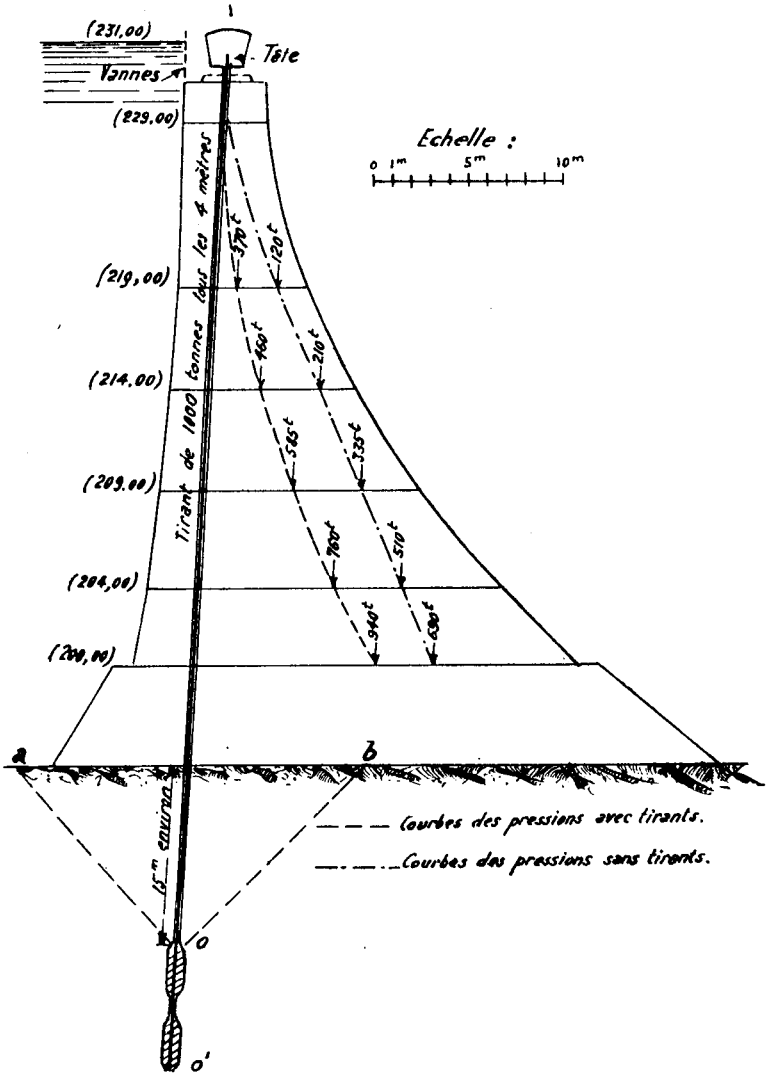


Fig. 1

Profil du barrage des Cheurfas.

malgré l'énormité des efforts à mettre en œuvre, des contraintes artificielles dans un barrage, c'est-à-dire en définitive à lui imposer sa déformation.

Voici à quelle occasion : il existe encore en France et en Algérie des barrages-poids qui ont une cinquantaine d'années d'existence, et dont le profil, courbe et mince, est très loin de satisfaire aux conditions de stabilité communément imposées aujourd'hui (Fig. 1 et 2. Barrage des Cheurfas, Algérie). Quand on s'avise de les calculer, on

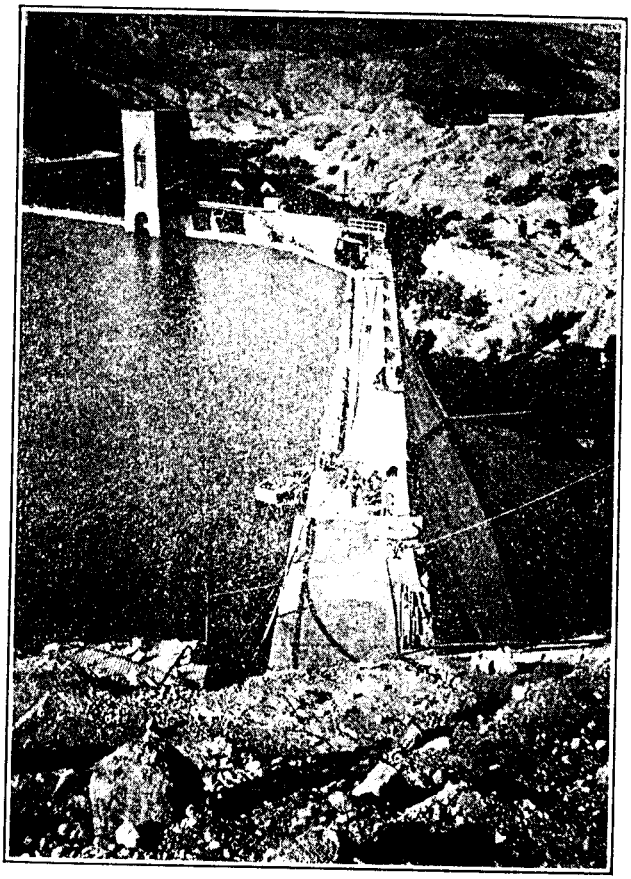


Fig. 2. — Barrage de Cheurfas (Algérie).

constate que la courbe des pressions passe très près du parement aval, déterminant des fatigues excessives, notamment à l'extension, qui rendent ces ouvrages très vulnérables à l'effet des sous-pressions.

La question s'est donc posée de leur donner une nouvelle vigueur.

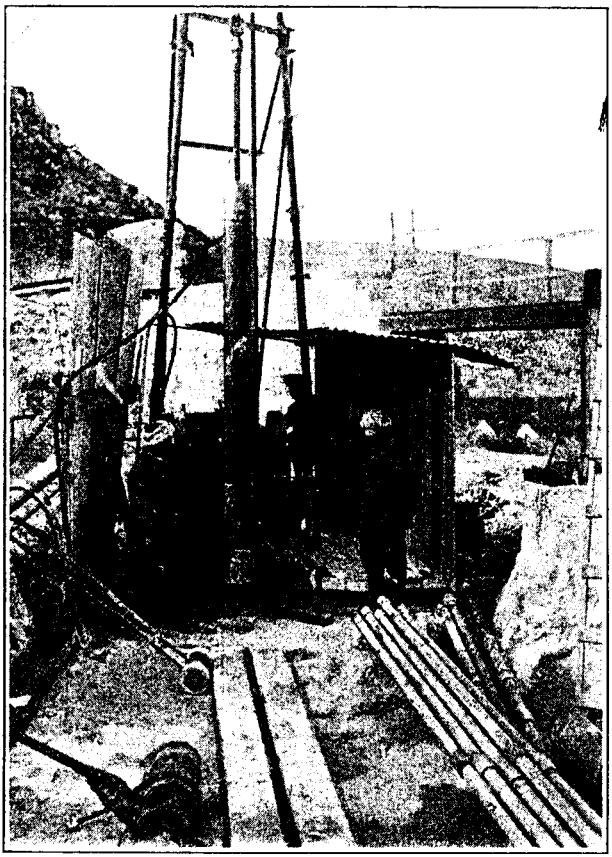


Fig. 3. — Percement des trous verticaux de 0 m. 25 de diamètre et de 50 m. de profondeur.

La première idée qui vient à l'esprit, hormis le renforcement du profil qui équivaut à une reconstruction totale et oblige à interrompre l'exploitation, consiste à disposer une surcharge sur la crête de l'ouvrage. Mais cette surcharge doit être très importante, équivalente au moins au tiers du poids de l'ouvrage si l'on veut aboutir à un résultat utile et restituer au barrage une stabilité équivalente à celle qui est adoptée aujourd'hui pour les constructions neuves.

Le procédé qui consisterait à construire sur la crête du barrage un massif capable d'exercer une surcharge de cette importance n'est évidemment pas très élégant, de sorte que l'idée nous est venue de prendre ce poids supplémentaire, ce lest, dans les fondations du barrage. Voici comment :

Perçons une rangée de trous à travers l'ouvrage, jusque dans le sol de fondation. Pénétrons dans ce dernier à 20 mètres environ de profondeur et introduisons dans chacun de ces trous une armature métallique dont nous scellons l'extrémité au fond, en la maintenant libre de glisser sur tout le reste de la hauteur. Puis mettons en tension cette armature à partir du couronnement du barrage avec une batterie de vérins. Nous introduisons ainsi sur la crête du barrage une surcharge artificielle égale à la poussée des vérins ou à la tension de l'armature, qui est ainsi employée à créer directement des contraintes de compression dans la zone amont du barrage. (Fig. 1).

En employant des fils d'acier à haute résistance, il n'y a pas d'impossibilité à loger dans un trou de 250 m/m de diamètre, ordre de grandeur qui est très loin de passer les moyens des sondeuses modernes, un tirant capable d'un effort localisé de 1.000 tonnes, qu'on mesure avec précision.

On se rendra compte sur l'épure de la figure 1 des modifications profondes qu'on peut ainsi introduire dans l'état élastique du massif (les trous sont espacés de 4 m.).

Restait à savoir si le terrain serait en état de supporter des efforts de cette importance, d'autant mieux qu'il s'agissait en l'espèce d'un terrain de grès sableux, tendre, mêlé de marne et même par endroits de sable boulant. Des essais ont donc été entrepris, sous la direction éclairée de MM. Verguieaud, ingénieur en chef et Drouhin, ingénieur des Ponts et Chaussées, d'abord dans des forages d'épreuve pratiqués dans le terrain à l'aval du barrage, puis sur le barrage lui-même.

L'armature (Fig. 4, 5), composée de 630 fils parallèles de 5 m/m de diamètre, en acier à haute résistance (1) a été formée sur place, à la façon d'un câble de pont suspendu américain, et descendue au fur et à mesure dans les trous d'épreuve verticaux, de 25 c/m de diamètre et de 50 mètres environ de profondeur, comportant à leur partie inférieure deux renflements successifs de 40 c/m de diamètre et de 3 mètres de longueur.

(1) Résistance à la rupture 130/140 kgs m/m². Allongement 7 à 8 %.
Limite apparente d'élasticité 90/110 kgs m/m².
Tension de service 80 kgs par m/m².

Les aciers ont été scellés par injection de ciment, sur 7 mètres de hauteur environ à partir du fond. On s'est assuré qu'ils étaient libres au-dessus en les enrobant d'un enduit bitumineux.

Fig. 4. — Tirant de 1,000 tonnes. Extrémité inférieure.

Fig. 5. — Tirant de 1,000 tonnes. Mise en place dans le trou de scellement.

On a fait à l'armature une tête en béton armé (Fig. 5, 6), reposant, par l'intermédiaire de vérins, ou de calages, sur un massif de répartition en béton armé, coulé sur la crête du barrage.

La mise en tension progressive des 4 tirants d'essai a permis d'atteindre pour chacun une tension de 1,000 tonnes (Fig. 7, 8).

La preuve est donc faite qu'il est possible de tirer du sol, dans les conditions qui précèdent, une réaction d'ancrage localisée de 1,000 tonnes, chiffre qu'on s'était donné à priori d'après l'apparence du terrain.

L'essai a été fait, bien entendu, sans vidanger la retenue, ce qui n'est pas le moindre avantage du procédé, toute consolidation par renforcement du profil exigeant, au moins théoriquement, que le réservoir soit vide.

L'extrême simplicité et l'économie des moyens employés donnent

à penser qu'il ne sera pas plus difficile d'introduire dans une construction des tirants beaucoup plus puissants, dont la tension individuelle serait de l'ordre de 5 à 6.000 tonnes, résultat qui serait évidemment susceptible d'apporter quelques bouleversements dans l'art de construire.

Quelques remarques s'imposent au sujet de l'efficacité du procédé.

Fig. 6. Tête de tirant en béton armé, détail de l'armature.

Il faut que l'ancrage soit fait à une profondeur telle que l'état de compression du sol autour du scellement ne soit que peu affecté par les actions diverses s'exerçant à la surface, telles que la réaction d'appui des vérins ou les forces extérieures agissant sur l'ouvrage. En effet, la résistance de l'ancrage, et notamment l'adhérence au terrain de la gaine ou carotte de ciment injectée autour des fils, dépend au premier chef de l'état de compression du sol dans la zone du scellement.

De toutes façons, il est d'ailleurs bien évident, toute question d'adhérence du scellement mise à part, qu'il faut s'ancrer assez pro-

fondément pour intéresser une masse de terrain dont on n'ait pas à redouter le déplacement (soulèvement ou glissement) sous l'action des forces extérieures agissant sur l'ensemble, compte tenu, le cas échéant, de la sous-pression.

Cette masse est, en première approximation, représentée par le cône o a b (Fig. 1) s'il s'agit d'un tirant unique, ou par le prisme triangulaire de même profil, et d'épaisseur égale à l'écartement des tirants, s'il s'agit de tirants multiples.

Fig. 7. — Tête de tirant en béton armé posée sur les trois vérins de manœuvre.

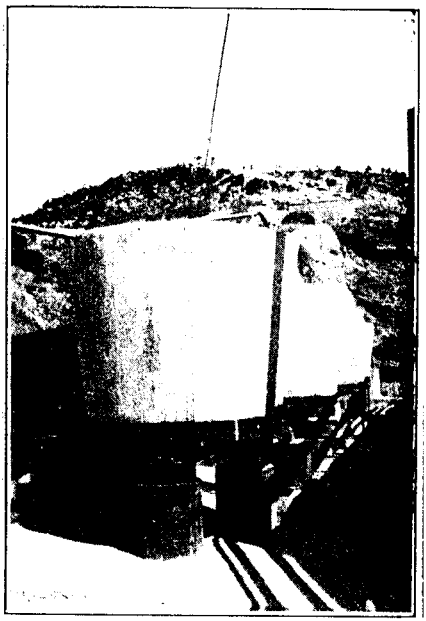


Fig. 8. — Groupe de 4 tirants de 1.000 tonnes en tension.

En général, on lui donnera des dimensions telles que son poids seul soit au moins équivalent à la tension demandée au tirant. A l'échelle où on travaille, il serait en effet imprudent de compter sur la cohésion du sol.

Un point tout aussi important est de veiller à ce que le tirant dispose, en tout temps, d'une liberté complète d'allongement entre son scellement de pied et son point de fixation sur l'ouvrage — faute de quoi les précautions qui précèdent risqueraient d'être illusoires, si par exemple, sous l'effet d'un tassement du sol, le point de scellement se déplaçait et remontait vers le haut. La partie inférieure du

tirant cessant dès lors d'être sous tension et ne travaillant plus que comme une armature ordinaire, serait d'une efficacité pratiquement nulle.

Aussi est-il prudent d'enrober de bitume le tirant sur toute la hauteur comprise entre son scellement de pied et son point d'attache sur l'ouvrage.

Toute modification accidentelle de sa tension utile, due par exemple à un tassement du sol, instantané ou lent, pourra dès lors être connue avec précision, au moyen d'appareils d'auscultation disposés à demeure sous l'appui supérieur, et corrigée en tant que besoin. Une très forte tension des aciers est d'ailleurs nécessaire pour diminuer l'importance relative du dit tassement.

Les essais dont nous avons rendu compte, qui sont tout à l'honneur de MM. Vergnieaud, Drouhin, et d'une entreprise de sondages réputée, chargée des travaux, montrent qu'on se trouve bien en présence d'un moyen très puissant et très précis applicable à tous les ouvrages exposés à des poussées, barrages, culées de pont, écluses, tours de phare, murs de soutènement, etc..., et permettant de créer dans les massifs certains états élastiques artificiels, voire de modifier leur équilibre statique.

M. Coyne donne ensuite, quelques précisions sur les points traités dans son rapport.

M. Haegelen :

Messieurs,

Je n'ai que quelques mots à dire, surtout après l'intervention de M. Coyne qui, je crois, a nettement mis en évidence les données essentielles de la question.

Je parlerai toutefois de quelques questions de principe. Les mesures qu'on peut faire sur les barrages peuvent se classer en deux catégories. Remarquons tout d'abord qu'en dehors des températures, on ne mesure directement que des déformations. Cela est assez remarquable puisque, lorsqu'on calcule un barrage, on a la prétention de calculer des efforts. Les mesures de déformations peuvent être faites de deux façons. Elles peuvent s'appliquer à des points particuliers du massif où l'on détermine les déformations locales unitaires. Elles peuvent au contraire donner l'intégrale des déformations sur une certaine longueur.

Il semble que l'on puisse, dans beaucoup de cas, avoir déjà des indications extrêmement intéressantes par des mesures de la seconde catégorie, effectuées par exemple en utilisant les pendules de M. Kaech, qui donnent des déformations relatives en deux points diffé-

rents du barrage. Toutefois, si on veut connaître d'une façon plus approfondie ce qui se passe dans l'ouvrage, il est évidemment intéressant de pouvoir, à l'aide d'appareils basés soit sur les cordes vibrantes comme l'appareil de M. Coyne, soit sur les phénomènes électriques, déterminer l'état, les déformations unitaires, en un nombre de points suffisants.

Il est également intéressant que ces appareils de mesures ne nécessitent que des opérations simples, pouvant être répétées très souvent. C'est encore une manière de classer les appareils et de leur donner une préférence quelconque. Des mesures faites, on peut tirer deux ordres de conclusions différents : les unes, d'ordre technique et pratique, concernant la stabilité des barrages. On peut y aboutir aisément parce qu'au fond ce qui importe au technicien, c'est l'allure générale d'un phénomène. Il pourra s'attacher à savoir par exemple si la déformation a bien le caractère qu'a indiqué M. Coyne, de comprendre d'abord une déformation irréversible, acquise une fois pour toutes, et ensuite des déformations réversibles, qui ramènent à peu près au bout de chaque période de temps, de chaque année par exemple, le barrage au même état, au point de vue déformations. Il suffira de constater qu'il cesse à un moment donné d'en être ainsi pour qu'on soit fondé à craindre qu'il ne se passe quelque chose d'anormal. Néanmoins, et c'est là un second ordre d'idées, il peut être intéressant d'entrer un peu plus dans le vif du sujet et de chercher une explication plus complète des phénomènes qu'on constate. C'est alors que les appareils, qui mesurent par points l'état du barrage aux points de vue des déformations et des températures, sont indispensables. Je crois toutefois qu'on ne pourra interpréter de façon précise les mesures faites à l'aide de ces appareils, que si on connaît les propriétés des bétons et alors apparaît l'utilité des recherches de laboratoire sur cette question.

Les recherches anglaises sur les propriétés des bétons, sur les déformations lentes et instantanées de ces matériaux sous l'action des efforts appliqués, recherches dont a parlé un des orateurs précédents, méritent donc de retenir notre attention. Il serait intéressant également de compléter ces expérimentations par l'étude des variations de longueur des bétons au cours d'un phénomène cyclique, de dessiccation et d'humidification. Lorsqu'on possédera un grand nombre de résultats d'essais et alors seulement, on pourra arriver à des interprétations plus complètes des mesures de déformation faites sur les barrages. On pourra alors également tenter d'aborder d'un point de vue plus rationnel le calcul des barrages-voûtes. Nous ne ferons d'ailleurs qu'indiquer ce sujet, qui est en dehors du débat.

Mr. Halcrow :

The point on which I would make just a few remarks comes under section 1 *b* : *Influences causing distortions in gravity dams* and refers to the question of heat generated in concrete in setting.

Many cracks in mass concrete dams are the result of stresses set up while the concrete is setting. The cracks may or may not seriously affect the stability of the structure.

Modern cement is, in my opinion, too rapid-hardening for large masses of concrete. Slower-setting cements are better and for a large dam I am now building for the extensions of the Lochaber (Scotland) hydro-electric plant of the British Aluminium Company, we are using cement more coarsely ground than the normal, and therefore slower setting. The residue on a 170×170 sieve is 6 to 8 % instead of 1 to 2 % and laboratory tests show the time of setting to be doubled. I have a note of one record of temperature rise in the hearting of a dam of mass concrete having 210 kg of cement per cubic metre. The maximum temperature was reached after 9 days and was 37° Fahr. above the temperature when the concrete was placed, that is to say, from 48° to 85° Fahr., and 40 days later the temperature had fallen to 63° F.

I suggest as a solution of the difficulty of placing large masses of concrete in situ with consequent cracks and unknown stresses, that dams be built of precast blocks of concrete. While the foundations are being prepared, blocks of concrete can be made — say 2 to 4 meters long by 1 1/2 to 2 meters wide by 1 to 2 meters deep — depending on the dimensions of the dam. These blocks will cool and dry quickly, and when placed in the work there will be practically no shrinkage. For permanent variation in temperature expansion joints could be formed in the usual way. The blocks could be set in mortar and shaped to key together, as required.

It appears to me that many of our difficulties would be overcome if a method such as I have suggested were adopted.

Le Président : (M. Gruner).

Meine Damen und Herren,

Die Zeit, die im Programm vergesehen wurde, ist vorbei. Wir beendigen die Sitzung, haben jedoch noch ein Traktandum zu erle-

digen, d.i. die Ernennung der Kommissionen für die Redaktion der Schlussfolgerungen, denn das Executiv-Komité hat vorgesehen, dass die Kommissionen, welche die Resolutionen oder die Antrage an den Kongress stellen jetzt ernannt werden und sich während der Reise beraten, um hernach in Trollhättan ihre Vorschläge für die Resolutionen vorzutragen. Ich erlaube mir, Ihnen Kommissionsmitglieder in Vorschlag zu bringen und bitte Sie um weitere Anträge, muss aber die betreffenden Herren erst bitten, mir mitzuteilen, ob sie in Trollhättan anwesend sein werden.

In erster Linie schlage ich vor, für die Kommissionen zur Beantwortung der Fragen 1a und 1 *b* je den betr. Berichterstatter.

Le temps passe et nous devons clore la séance, mais avant de le faire, il est indispensable de nommer les deux commissions devant préparer les conclusions. Il a été convenu par le Comité Exécutif que ce travail sera fait pendant le voyage et soumis à notre Congrès à Trollhättan. C'est pourquoi je me permets d'insister à ce sujet. Les messieurs désignés pour faire partie de ces Commissions devront donc s'engager à nous accompagner jusqu'à Trollhättan. Le cas échéant, je vous prie de faire d'autres suggestions.

Je propose, pour la Commission de Rédaction de la question 1 *b*), tout d'abord le Rapporteur Général M. Bo Hellstrom et, en outre, MM. Haegelen, Binnie et Kaech.

Après discussion, sont nommés pour la Commission de Rédaction de la question 1 *b*) : MM. Bo Hellstrom, Haegelen, Binnie, Samsioe et Soldan.

M. Mathieu :

Messieurs,

J'ai été frappé dans tous les congrès internationaux des difficultés que l'on éprouve à se comprendre entre collègues appartenant à différentes nations. A Zurich, à la session de la Nouvelle Association Internationale d'Essais des Matériaux (N.A.I.E.M.) on a constitué une commission chargée de dresser un tableau fixant, dans les principales langues, les différents termes techniques à employer.

Ce matin nous avons eu une discussion au sujet du phénomène désigné par le mot « renard ».

Cet après-midi le rapport général emploie, d'une part, le mot « creep », d'autre part le terme « plastische Verformung » et enfin le mot « glissement », qui n'est pas heureux.

Je rappellerai que le mot « creep » a été employé à Zurich à propos des métaux à hautes températures; et on a adopté le terme « d'écoulement » ou de « viscosité ». Ce terme pourrait cependant prêter à équivoque en ce qui concerne le béton.

Et il conviendrait, je crois, de s'entendre pour choisir les termes à employer. Les langues allemande, anglaise et française ont été utilisées dans ce congrès; mais je crois de mon devoir de signaler que la littérature italienne sur les travaux hydrauliques est très abondante, de même la littérature suédoise.

Je me demande s'il ne serait pas avantageux d'établir un tableau en cinq langues : français, anglais, allemand, suédois et italien.

La séance est levée.

Réunion Technique du 6 juillet 1933, à Trollhättan

Le Président : (M. Baalsrud).

Meine Damen und Herren :

Die akademische Viertelstunde ist vorüber. Ich erkläre hiermit die erste Sitzung des Talsperrenkongresses in Trollhättan eröffnet.

Wir haben an diesem Vormittag zunächst die Diskussion über die Programmpunkte 1 a und 1 b beziehungsweise «Altersschäden von Beton» und «Einflüsse der Formänderungen in Schwergewichtsmauern» fortzusetzen und zu beenden. Zweitens werden die gesprochenen Resolutionen, wozu die zwei Ausschüsse in Stockholm gewählt sind, unter eventuelle Abstimmung gesetzt.

Es ist erwünscht, dass die teilnehmenden Herren sowohl über die Fragen 1 a und 1 b sowie über die genannte Resolution sich möglichst gleichzeitig äussern um Zeit nicht zu verlieren. Jedem Teilnehmer ist 5 Minuten zugeteilt und es ist zu beachten, dass die Diskussion ein Viertel vor 12 Uhr abgebrochen wird, um die vorgesehene Abstimmung vorzunehmen.

Die von den Ausschüssen ausgearbeiteten Konklusionsvorschläge werde ich gleich in den verschiedenen Sprachen vorlesen lassen.

Ich gebe das Wort an Herrn Coyne, Frankreich.

M. Coyne :

Il s'agit des propositions de conclusions qui sont présentées par la commission chargée d'étudier la question 1 *b*.

Voici ces propositions de conclusions :

Première conclusion :

1. Les principales causes de déformation des barrages-poids peuvent être énumérées comme suit :

1. La charge :
   a) pression de l'eau,
   b) poids de la maçonnerie,
   c) autres charges diverses comprenant : pression de la glace, chocs, vibrations dues au passage de l'eau par dessus le barrage, etc.

2. Gonflement et retrait due aux variations de la quantité d'eau demi-fixée contenu dans les matériaux.

3. Variations de température :
   a) dues à la chaleur créée et dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement,
   b) dues à l'atmosphère, ou
   c) provenant de la chaleur contenue dans l'eau en contact avec l'ouvrage.

4. Variations dans les matériaux :
   a) variations des propriétés élastiques,
   b) variations du poids spécifique dues aux variations du degré hygroscopique,
   c) modifications chimiques et physiques non mentionnées ci-dessus, telles que vieillissement du béton, etc....

5. Glissement ou déformation plastique dans la maçonnerie.

6. Fatigues locales, efforts provenant de fissures ou d'autres irrégularités existant dans la maçonnerie.

7. Mouvements ou modifications de l'état des fondations, y compris les secousses sismiques, etc.

Ce sont en gros les conclusions du rapporteur général sur les causes de déformation des barrages-poids.

Deuxième conclusion :

On peut distinguer deux natures de déformation : *a*) la déformation permanente ou irréversible, qui demeure acquise même si la cause de la déformation disparaît; *b*) la déformation élastique ou réversible, qui reste liée à la cause et qui s'annule avec elle, mais quelquefois après un certain délai.

Voici la troisième conclusion :

Il est désirable de poursuivre des recherches sur les propriétés physiques, chimiques et mécaniques du béton et des autres matériaux employés dans la construction des grands barrages. En particulier, l'effet et la dépendance mutuelle des causes 2, 3, 4 a et 5 (ce sont le gonflement et le retrait, les variations de température, les variations des propriétés élastiques et le glissement , ce que les anglais appelle « creep ») semble requérir de nouvelles investigations. En général, l'effet de la cause 3 b, c'est-à-dire l'effet des variations de température de l'atmosphère semble bien connu, sauf sur certains points, tels que le coefficient de dilatation des matériaux en œuvre.

Voici la quatrième conclusion :

L'attention est appelée sur la difficulté d'appliquer directement les résultats des expériences de laboratoire aux ouvrages réels. Des précautions spéciales sont requises à ce sujet.

Cinquième conclusion :

La commission a constaté avec satisfaction le récent développement des appareils d'auscultation des barrages. Il est important que les mesures soient faites non seulement pendant la construction, mais encore pendant les années qui suivent l'achèvement de l'ouvrage de manière à servir au contrôle de la stabilité des barrages.

Et enfin la sixième conclusion :

Pour contribuer à réduire les effets de la cause 3 a, c'est-à-dire les effets de la chaleur de prise et de durcissement, il est indiqué d'employer des ciments dont la prise et le durcissement développent aussi peu de chaleur que possible, sans que leurs autres qualités en soient affectées de manière appréciable. Il est en outre très désirable que des recherches complémentaires soient faites pour obtenir des liants spécialement appropriés à la construction des grands barrages. Cette question mériterait d'être rapportée au prochain Congrès International des Grands Barrages.

M. BINNIE :

This is the conclusion in English :

I. The principal causes of deformation in gravity dams can be divided under the following headings :

1. The load :

a) Water pressure

b) Weight of the masonry

c) Other loads including ice pressure, impact, shock, vibration due to water flowing over the dam, etc.

2. Swelling and shrinkage due to changes in the amount of half-fixed water present in the material.

3. Temperature variations :

a) Due to generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening

b) Of the atmosphere

c) In the water in contact with the dam.

4. Changes in the material :

a) Changes in elastic properties

b) Changes in specific gravity due to variation of moisture content.

c) Chemical and physical changes not mentioned elsewhere such as the ageing of concrete, etc.

5. Creep or plastic flow in the masonry.

6. Local fatigue, relief of stresses by cracks or other irregularities in the masonry, etc.

7. Movement and changes of foundations, including earth shocks, etc.

II. It is possible to distinguish between two kinds of deformation :

a) Permanent or non-reversible. This deformation cannot be eliminated later on even if the cause of the deformation disappears.

b) Elastic or reversible. This deformation always remains related to the cause of the deformation and is eliminated if the cause disappears. This recovery may, however, be delayed.

III. Continued research work in regard to physical, chemical and mechanical properties of concrete and other material for large dams is desirable. In particular, the effect and interrelation of causes 2, 3, 4 a) and 5 appear to call for further investigation. In general, the effect of cause 3 b) seems fairly well known, but there is a lack of knowledge in certain respects as, for instance, in regard to the coefficient of expansion and contraction as measured in dams.

IV. Particular attention should be paid to the fact that it is difficult to apply results of laboratory tests and experiments to actual construction work on large dams and that special caution is required in connection therewith.

V. It is noticed with satisfaction that many instruments have recently been developed to measure deformation in dams. It is important that such measurements should be made not only during the construction period, but also for a period of years after the works have been completed. This is of special importance for ascertaining the stability of the dam at any period.

VI. In order to reduce the effect of cause 3 a) — the generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening — it is preferable to use a cement which develops as little heat as possible without adversely affecting other necessary properties to any appreciable extent. It is further desirable that additional research work should be carried out with the object of obtaining a cement or other binding material especially suitable for large dams. It is recommended that a report on this question should be prepared and presented to the next Congress of the International Commission on Large Dams.

Le Président :

Ich bitte Herrn Professor Soldan die Konklusionen in deutscher Sprache vorzutragen.

M. Soldan :

Meine Herren,

Es ist mir nicht mehr möglich gewesen den Beschluss n° 6 in deutscher Sprache niederzuschreiben. Ich werde ihn deswegen hier frei vortragen, ich glaube aber, dass ich den Sinn treffen werde.

Beschluss No: 1 :

Die wichtigsten Ursachen für die Formänderungen von Gewichtsstaumauern können wie folgt gegliedert werden :

I. Die Belastungen
   a) Wasserdruck
   b) Gewichte des Mauerwerks
   c) Andere Belastungen, wie Eisdruck, plötzliche Stösse, Erzitterungen infolge des Ueberfliessens von Wasser über die Mauer, usw.

2. Quellen und Schwinden, hervorgerufen durch die Schwankungen im Gehalt von halb-gebundenem Wasser im Mauerwerk.

3. Temperaturänderungen :
   a) Hervorgerufen durch das Erwärmen und wieder Abkühlen des Zementes während des Abbindens und Erhärtens
   b) Temperaturänderungen der Luft
   c) Des Wassers, das die Mauer bespült.

4. Änderungen im Baustoff :
   a) Änderungen der elastischen Eigenschaften
   b) Änderungen des Raumgewichts infolge von Schwankungen des Feuchtigkeitsgehaltes
   c) Chemische und physikalische Änderungen, die sonst noch nicht erwähnt sind, wie das Altern des Betons, usw.

5. Plastische Veränderungen im Mauerwerk.

6. Oertliche Ermüdungen, Nachlassen der Spannungen durch Risse oder andere Unregelmässigkeiten im Mauerwerk, usw.

7. Bewegungen und Veränderungen im Untergrund, einschliesslich Erdbeben.

Bechluss No: 2 :

Man kann folgende Arten von Bewegungen unterscheiden :
   a) dauernde oder irreversible. Diese Formänderungen verschwinden nicht, auch wenn die Ursache der Formänderung wegfällt.
   b) Elastiche oder reversible. Diese Formänderung steht im-

mer im Verhältnis zu ihrer Ursache und verschwindet wenn die Ursache nicht mehr wirkt. Die Rückkehr in den alten Zustand kann sich jedoch verzögern.

Beschluss No: 3 :

Eine fortgesetzte Untersuchung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Betons und anderer Baustoffe für Talsperren ist erwünscht. Vor allen Dingen erfordert die Wirkung und das Zusammenwirken der Ursachen 2, 3, 4 a und 5 weitere Untersuchung. Im allgemeinen scheint die Wirkung der Ursache 3 b ziemlich gut bekannt zu sein, aber noch nicht genügend erforscht in einigen Hinsichten, z.B. bezüglich des Wärmedehnungskoeffizienten, wie er in Mauern beobachtet wird.

Beschluss No: 4 :

Besondere Beachtung ist dem Umstande zu sollen, dass es schwierig ist, die Ergebnisse von Messungen und Versuchen im Laboratorium auf die Baustelle selbst zu übertragen, und dass hierin besondere Vorsicht nötig ist.

Beschluss No: 5 :

Man kann mit Befriedigung feststellen, dass neuerdings viele Instrumente erfunden worden sind, um die Formänderungen in Talsperren zu messen.

Beschluss No: 6 :

Um die Wirkung der Ursache 3, das ist die Abbindewärme des Zementes, einzuschränken, empfiehlt es sich einen Zement zu verwenden, der eine möglichst geringe Temperatur entwickelt, ohne in irgend welchem nennenswertem Grade die anderen notwendigen Eigenschaften schädlich zu beeinflussen. Es ist ferner erwünscht, dass weitere Untersuchungen gemacht werden, um einen Zement oder ein anderes für Talsperrenbauten geeignetes Bindemittel zu finden. Es wird vorgeschlagen und es wird empfohlen, dass ein Bericht über diesen Gegenstand vorbereitet und auf dem nächsten Kongress der Talsperrenkommission vorgelegt wird.

Professor Frederick Vogt (by letter) :

A few words ought to be added to the discussions of Mr. Gedye and Mr. Binnie regarding the flow of concrete under sustained load,

and the effect thereof on dams. Most experiments on this subject have been executed on specimens stored in air while loaded, and the load has usually been applied at ages from 3 days to 3 months, i.e. during the shrinkage period. Under this condition the large flowing quoted by Mr. Gedye takes place. I have myself observed up to 400 % flowing under such conditions, i.e. the initial deformation was 5 times during the period of flowing.

Companion specimens stored under water while loaded also flow, but very much less, and only a fraction of the flow in air is observed. Other tests, executed on old concrete, indicate that the flowing of dry concrete is also very much reduced if the load is not applied until all shrinkage has been accomplished. The flowing due to sustained load is therefore hardly a process which is independent of the shrinkage and swelling, and a close relation should be assumed.

In dams the major part of the concrete is saturated with water, or is at least moist. Hence, the effect of the flowing on the shrinkage and temperature stresses must be judged from the comparatively small flow of wet concrete and not from the large flow of drying concrete, possibly the actual face excepted.

The stresses due to dead load and water load depend only on the shape of the structure and on the shape of the stress-strain diagram. Since the shape of the latter is not changed by the flowing for working stresses — it continues to be straight as shown by Mr. Gedye — the flow of concrete does not affect this part of the stresses at all, rigid abutments assumed. The desired equalizing of the stresses due to water load on arch dams is not obtained by the flowing, and is only obtained by artificial means.

Mr. Probst :

Eine kleine Ergänzung zu meinem Bericht.

Ich möchte zuerst das unterstreichen, was Herr Hellström in seinem Bericht gesagt hat, dass es nicht richtig wäre, Ergebnisse von Untersuchungen an kleinen Laboratoriumskörpern auf grosse Körper, wie Staumauern, zu übertragen. Der Grund für die Messungen an zwei grossen Talsperren war die Absicht, die Grundlagen der Theorie zu klären. Wenn Sie die Zusammenstellung der Einflüsse betrachten, die Herr Hellström in seinem sehr interessanten Generalbericht bringt, die sich auf die Deformationen und damit auch die Spannungen im Bauwerk geltend machen, so ergibt sich daraus

an sich schon die Schwierigkeit, auf rechnerischen Wege die wirklich auftretenden Spannungen zu erfassen. Mithilfe der gemessenen Deformationen sollten die im Laufe der Zeit in der Staumauer an den Messstellen auftretenden Spannungen bestimmt werden. Mit den Messungen sollten Beobachtungen verbunden sein, die man sonst nicht machen kann.

In der deutschen Praxis waren die Abstände der Fugen in den Staumauern zuerst sehr gross; allmählich wurden sie kleiner. Ein Fugenabstand von 30 oder gar 40 Metern, der an früheren Sperren ausgeführt wurde, musste zu Rissen führen zwischen den Fugen. Den Temperaturuntersuchungen an grossen Sperren, die u.a. auch in der Schweiz ausgeführt wurden, ist es zu danken, dass man heute nicht mehr daran denkt, die Fugenentfernungen grösser als 10 bis 15 Meter anzunehmen. Wir dürfen uns nicht scheuen, das Wort « Riss » auszusprechen und über Rissebildungen zu sprechen, die wir studieren müssen, wenn wir die schwachen Stellen von Dämmen erkennen wollen.

Bei Besprechung der Ursachen für die Rissbildung werden manchmal die Einflüsse der Lufttemperaturen mit denjenigen der Abbindetemperaturen verwechselt werden.

Der Einfluss der Lufttemperaturen ist nicht sehr gross und wird mit zunehmendem Alter der Mauer kleiner. Dagegen ist der Einfluss der Temperaturen, die beim Abbinden entstehen, und insbesondere der nach Erreichung der Höchsttemperatur folgenden Abkühlung von grösster Bedeutung. Daraus geht schon hervor, dass, je stärker die Mauer ist (also bei höheren Talsperren), desto ungünstiger sich die Verteilung der durch das Abbinden entstehenden Temperaturen über den Mauerquerschnitt auf die Deformationen und Spannungen auswirken muss.

Im Frühjahr 1933 wurde eine interessante Beobachtung gemacht, die mithilfe der Kurve VI im Bild 1 veranschaulicht werden soll. Man sieht in der Kurve im Gegensatz zu den anderen Linien 2 Knicke die sich folgendermassen erklären lassen. Die Messungen werden ganz nahe an der Sohle durchgeführt. Die Blöcke verschiedenen Alters quer zur Mauer waren teils durch Schwinden, teils auch durch

Bild 1

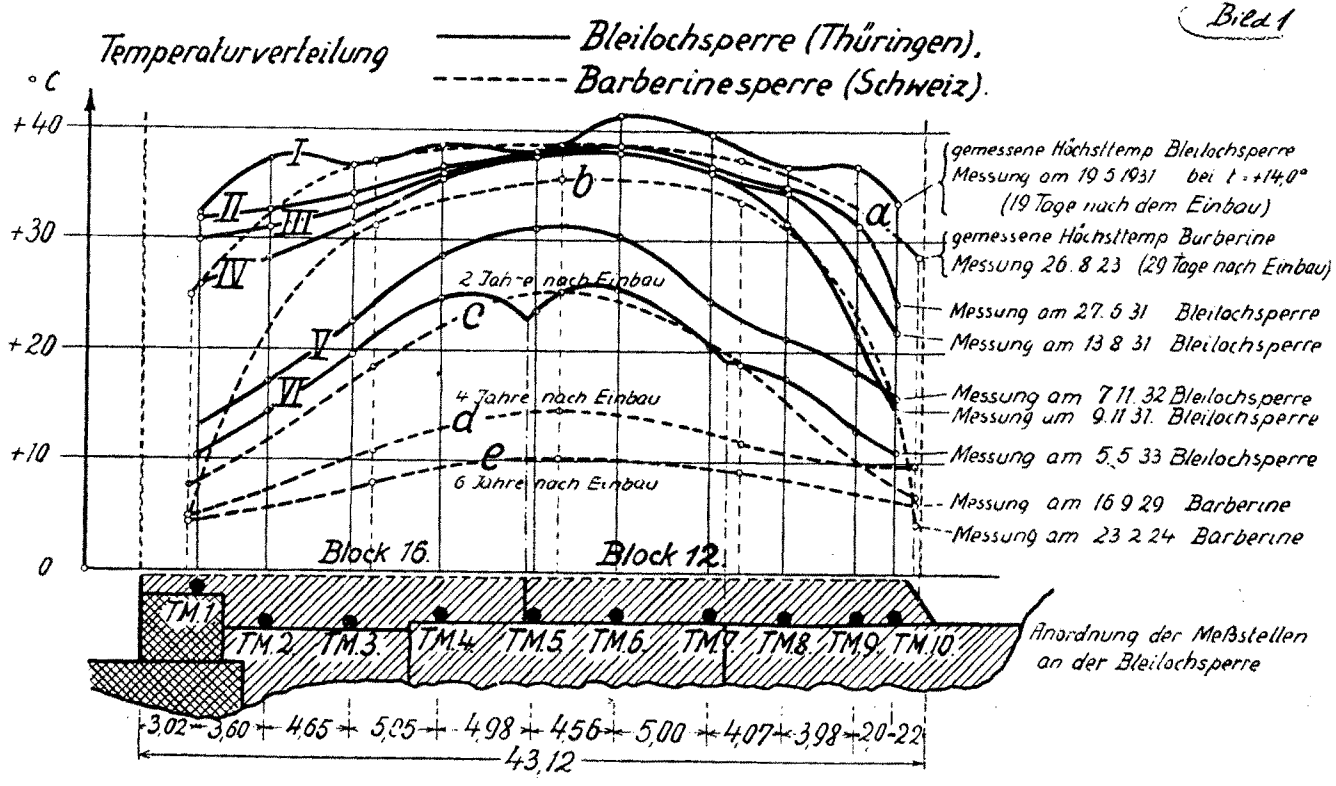

Temperaturverteilung
Bleilochsperre (Thüringen).
Barberinesperre (Schweiz).
°C
+40
+30
+20
+10
0
I
II
III
IV
V
VI
a
b
c
d
e
2 Jahre nach Einbau
4 Jahre nach Einbau
6 Jahre nach Einbau
gemessene Höchsttemp Bleilochsperre
Messung am 19 5 1931 bei t = +14,0°
(19 Tage nach dem Einbau)
gemessene Höchsttemp Barberine
Messung 26. 8 23 (29 Tage nach Einbau)
Messung am 27. 5 31 Bleilochsperre
Messung am 13 8 31 Bleilochsperre
Messung am 7 11. 32 Bleilochsperre
Messung am 9. 11 31. Bleilochsperre
Messung am 5. 5 33 Bleilochsperre
Messung am 16 9 29 Barberine
Messung am 23 2 24 Barberine
Block 16.
Block 12.
TM.1
TM.2
TM.3
TM.4
TM.5
TM.6
TM.7
TM.8
TM.9
TM.10
Anordnung der Meßstellen
an der Bleilochsperre
3,02
3,60
4,65
5,05
4,98
4,56
5,00
4,07
3,98
20-22
43,12

Abb. 2. Detail der wasserseitig ersten Meßstellen mit vermutlicher Rissbildung.

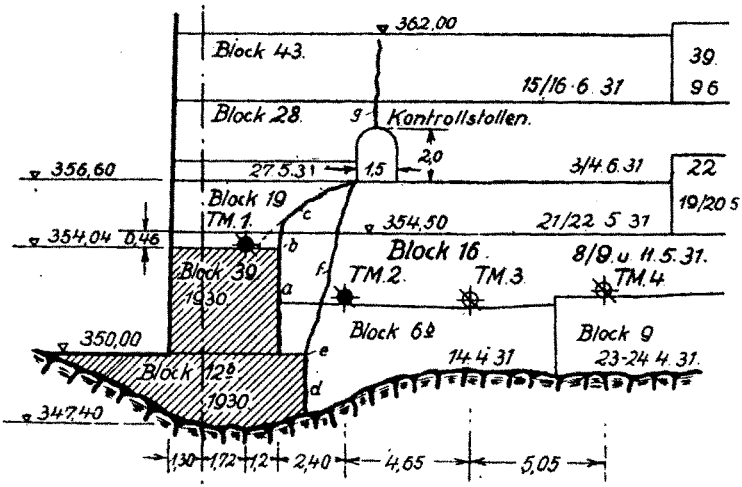
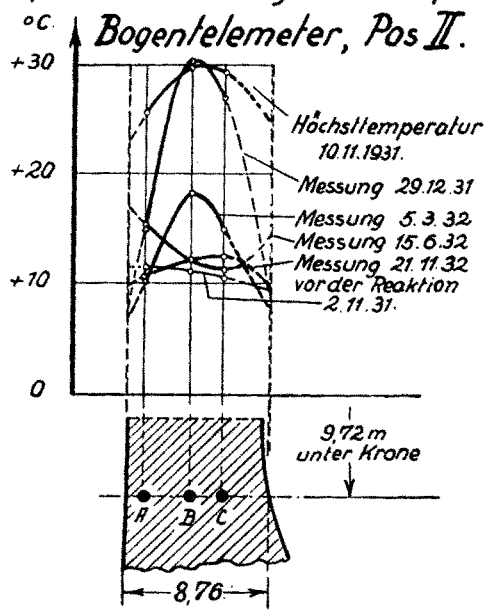


Bild 3

Temperaturverteilung Bleilochsperre



die Abkühlung im Winter in sich zusammengezogen. An der Grenze der Blöcke bildeten sich Risse (Bild 2), die mit den beiden Knicken zusammenfallen, und die dem Unterdruckwasser den Weg nach oben bahnten, und eine starke Abkühlung herbeiführten. Durch das Zusammenziehen des schraffierten Blockes wurden die älteren Nachbarblöcke mitgenommen, die nicht folgen konnten und daher zum Riss führten. Derartige Risse, die man bisher kaum beachtet hat, sind meines Erachtens gefährlicher als die Risse, die quer zur Mauer auftreten, weil sie unsichtbar sind.

Nach 2 Jahren ist ein Temperaturausgleich noch nicht zu erkennen (Bild 1). Daraus geht hervor, dass die Spannungsverteilung über den Querschnitt eine ungleichmässige ist und zu Rissen führen muss, die wir auch in dem unteren Gang feststellen konnten (Bild 2).

Des Weiteren möchte ich noch darauf aufmerksam machen, dass der Temperaturausgleich in einem schwachen Profil (wie oben in der Nähe der Krone der Mauer, Bild 3) natürlich viel rascher erfolgt. Schon nach einem Jahr war ungefähr der Ausgleich erfolgt.

So viel über die Verteilung der Temperaturspannungen über den Messquerschnitt.

Nun noch etwas zur Frage der plastischen Deformationen. Ich glaube dass deren Einfluss doch etwas überschätzt wird und möchte Herrn Vogt zustimmen, der darauf hinweist dass ein wesentlicher Unterschied besteht, ob der Beton an der Luft oder unter Wasser erhärtet, oder ob er mit Wasser gesättigt ist, wie bei Sperren an der Wasserseite. Die Untersuchungen, die wir z.B. im Laboratorium an kleinen Körpern durchgeführt haben, haben gezeigt dass das Alter eine sehr wesentliche Rolle spielt, und dass im Laufe der Zeit das Verhältnis der reversiblen (ich möchte Herrn Coyne's Bezeichnung übernehmen) oder der elastischen Formänderungen zu den irreversiblen oder den plastischen Formänderungen, von der Zeit abhängt. Die plastischen Formänderungen treten im Laufe der Zeit zurück.

Mr. Westerberg :

Das Verhältnis, dass ein Wehr bei verschiedenen Zeiten in verschiedenem Masse durchfeuchtet ist, mag auch bei der Frage 1b berücksichtigt werden, und zwar wie folgt :

Im Frühling und im Sommer, wenn gute Bedingungen zur Verdunstung herrschen, wird sich die Feuchtfront gegen die Wasserseite des Wehres bewegen. Im Herbst und im Winter, wenn die

Bedingungen zur Verdunstung im allgemeinen nicht so gut sind, wird die Feuchtfront wieder gegen die Luftseite verschoben.

(Zeichnung auf der schwarzen Tafel).

Wenn die Schwankung der Feuchtfront von grossem Masse wäre, kann sie auf die Längenveränderungen des Wehres Einfluss haben und zwar so, dass sie meistens dem Einflusse der Temperatur entgegenwirkt.

Also, im Sommer wirkt das Austrocknen zusammenschrumpfend an dem Wehr. Die höhere Temperatur wirkt dagegen erweiternd. Im Winter wirkt die Durchfeuchtung erweiternd, die niedrige Temperatur dagegen zusammenschrumpfend.

Es sollte deswegen vielleicht von Interesse sein die Veränderungen der Feuchtfront zu studieren, was, so weit es mir bekannt ist, nicht früher gemacht worden ist.

Le Président :

Herr Sandri hat das Wort.

M. Sandri :

Meine Damen und Herren :

Bezugnehmend auf den Bericht N° 8 «Thermische Dauerunterschungen an abgebundenem Zement» von Abel, Fillunger, Redlich und Sandri und auf die als Ergänzung zu diesem Bericht veröffentlichte kurze Mitteilung, sei es mir gestattet, noch einige Worte darüber zu sagen, welchen Wert, meiner Ansicht nach, Versuche wie die unseren für die Praxis haben können.

„Zur Beantwortung der Frage, wie hohe Temperaturen in einer Talsperre entstehen können, ist, von der Temperatur der Umgebung und anderen Einflüssen abgesehen, zunächst die Kenntnis der Abbindewärme des verwendeten Zements nötig. Kennt man die gesamte vom Zement entwickelte Wärmemenge und die spezifische Wärme des Betons, dann kann man leicht die Temperaturerhöhung berechnen, die entstehen würde, wenn der Vorgang vollkommen adiabatisch, d.h. ohne alle Wärmeabgabe an die Umgebung verlaufen würde. (Man vergleiche dazu die Tabelle im Generalbericht, Seite 40). Da dies in Wirklichkeit nicht der Fall sein wird, hat die so berechnete Temperaturerhöhung die Bedeutung einer Sicherheitsgrenze, die unter keinen Umständen überschritten werden kann.

Für die tatsächlich auftretende Temperaturerhöhung in einer

Staumauer, ist es jedoch nicht nur wesentlich wieviel Wärme entsteht, sondern auch, in welcher Zeit verglichen mit dem Fortschritt des Baues sie entsteht. Es wird ja immer Wärme an die Umgebung abgegeben und ob diese Verluste einen grossen oder einen geringen Teil der gesamten Abbindewärme ausmachen, das kommt ganz auf die Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung an. Wird die Wärme sehr rasch entwickelt, dann hat sie nicht genügend Zeit abzufliessen und der Vorgang verläuft nahern adiabatisch. Wird sie dagegen langsam entwickelt, dann tritt nach einiger Zeit ein Gleichgewichtszustand ein, d.h. alle im Inneren entstehende Wärme fliesst nach aussen ab, sodass die Uebertemperatur stationär bleibt. Hier kommt es zum Unterschied vom adiabatischen Vorgang gar nicht auf die gesamte Wärmetönung an, sondern nur auf die Wärmeentwicklung pro Zeiteinheit.

Bekanntlich verhalten sich nun die Zemente so, dass die anfangs recht rasche Wärmeentwicklung sich später verlangsamt und allmählich ganz aufhört. Im wesentlichen muss also die Erwärmung einer grossen Talsperre anfangs immer adiabatisch, später dann stationär oder, besser gesagt, quasistationär verlaufen. Wie stark sich verschiedene Zemente bezüglich der Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung unterscheiden, das wird Ihnen ein Blick auf die der kurzen Mitteilung beigegebene Tabelle und das Diagramm zeigen; auch die stark Temperaturabhängigkeit der Reaktion ist daraus ersichtlich.

Aus alledem geht die Notwendigkeit einer genauen Kenntnis nicht nur der Wärmeerzeugung an sich, sondern auch ihres zeitlichen Verlaufes, besonders im Anfang des Abbindeprozesses, klar hervor. Dabei ist es gleichgültig, ob bei den Versuchen direkt die seit Beginn des Wasserzusatzes entwickelte Gesamtwärme oder die Wärmeentwicklung pro Zeiteinheit gemessen wird. Kennt man die eine der beiden Grössen als Funktion der Zeit, so ist die andere durch Differentiation bezw. Integration leicht zu finden.

Es ist klar, dass Versuche im Laboratorium allein nicht hinreichen können, das Problem der Erwärmung grosser Staumauern restlos zu klären. Wir glauben aber, dass sie als Ergänzung zu den an fertigen Talsperren ausgeführten Temperaturmessungen unentbehrlich sein werden und zwar aus folgendem Grunde: Bei einem fertigen Bau spielen so viele und so komplizierte Einflüsse mit, dass man sehr schwer nur die an einer Staumauer gemachten Erfahrungen auf andere derartige Bauten übertragen kann. Es ist vielmehr notwendig, den Vorgang zu analysieren, die Wärmeentwicklung des Zements von den übrigen Einflüssen sauber zu trennen und das

kann am leichtesten im Laboratorium geschehen. Es erscheint darum sehr empfehlenswert, eine genaue thermische Prüfung des zur Verwendung gelangenden Zements — geradeso wie seine mechanische und chemische Prüfung — dem Bau jeder grossen Talsperre vorangehen zu lassen.

Unsere Untersuchungen erheben in keiner Weise den Anspruch, das behandelte Problem einigermassen erschöpfend zu erforschen. Es sollte vielmehr nur ein Anfang gemacht und gezeigt werden, dass es möglich ist, die Wärmeentwicklung eines Zements und ihren zeitlichen Verlauf in einfacher, zuverlässiger und hinreichend genauer Weise zu messen, und dass die Ergebnisse wohl interessant genug sind, die Mühe einer derartigen Arbeit zu lohnen.

Le Président :

Ich gebe Herrn Professor Kelen das Wort.

N. Kelen :

Ich wünsche zu folgenden drei Fragen Stellung zu nehmen :

1) Frostschäden,

2) Beschädigung des Untergrundes,

3) Abbindewärme.

Zu Frostschäden : Es ist bereits bekannt, dass diese Frage mit der Wasserdichtheit des Bauwerks zusammenhängt. In den Fachkreisen herrscht im allgemeinen die Meinung, dass die Frostschäden wirksam durch eine Natursteinverkleidung verhindert werden können. Diese Frage zu klären, nämlich ob eine Natursteinverkleidung nötig ist oder nicht, ist von prinzipieller Bedeutung für die Praxis. Denn erstens kostet die Gewinnung der Steine, falls solche an Ort und Stelle nicht verhanden sind, sehr viel, zweitens ist die Bearbeitung der Steine sehr teuer, drittens ist der Transport und viertens die Mauerung der Steine sehr teuer. Ausserdem bildet die Mauerung bekanntlich die enge Stelle der Baustelle, d.h. von dem Baufortschritt der Mauerung hängt die erzielbare maximale Leistung ab. Ich persönlich stehe auf dem Standpunkt, dass es nicht unbedingt nötig sei, die Mauer auch in sehr ungünstigen klimatischen Gegenden im Norden mit einer Natursteinverkleidung zu versehen; es genügt vielmehr alle Regeln zu beachten, die bei der Herstellung eines dichten Betons zu beachten sind. Das sind : der Zementgehalt, die Kornzusammensetzung der Zuschlagsstoffe, der Wasserzusatz und die

Nachbehandlung des Betons. Wegen Zeitmangel möchte ich auf diese Fragen nicht näher eingehen, ich möchte nur auf die irrtümliche Auffassung hinweisen, dass die Wasserdichtheit des Betons direkt proportional mit dem Zementgehalt wäre; demnach müsste der reine Zementstein am dichtesten sein. Das ist jedoch nicht der Fall. Laboratoriumsversuche, zuletzt ausgeführt bei uns in Deutschland in Stuttgart, zeigten, dass man mit normalem Portlandzement von 180 kg pro m^3 einen dichten Beton erzielen kann. Selbstverständlich gibt es einen absolut dichten Beton nicht, diese Frage ist relativ. Es genügt nicht zu verlangen, dass der Beton dicht sein soll, sondern man muss auch die Mauer höhe angeben, d.h. es ist notwendig anzugeben, welcher Grad von Wasserdichtheit verlangt werden muss.

Der zweite Punkt, worauf ich hinweisen möchte, ist die Beschädidung des Untergrundes.

Diese Frage ist weitaus wichtiger als die Frostschäden. Die Frostschäden sind sichtbar; eine so beschädigte Staumauer kann also repariert werden. Aber wenn eine Beschädigung des Untergrundes d.h. eine Lockerung zwischen Mauerwerk und Fundament eintritt, so kann man diese Schäden nicht beobachten und eine Lockerung des Gefüges zwischen Mauerwerk und Fundament kann zum Einsturz der Staumauer führen. Aus diesem Grunde — ich kann an dieser Stelle nicht näher auf die Frage eingehen — sind alle diejenigen Regeln zu beachten, die bei der Herstellung eines Mauerwerks zu beachten sind, das genügende Haftfestigkeit — zwischen Beton und Fundament — hat. Es sei mir noch gestattet darauf hinzuweisen, dass die bisherige Berechnung der Gleitsicherheit vollkommen falsch war, sie muss in der Zukunft auf eine ganz andere Weise erfolgen.

Der dritte Punkt, worauf ich hinweisen möchte, betrifft die Abbindewärme.

Die Erhöhung der Temperatur im Inneren der Staumauer ist an und für sich nicht schädlich. Die darauf folgende Abkühlung des Betons ist an und für sich auch nicht schädlich. Schädlich ist die *ungleichmässige* Abkühlung, indem der Beton an der Oberfläche sich rascher abkühlt als im Inneren. Dieser Umstand führt zu Nebenspannungen u.z. zu Zugspannungen und evtl. zur Rissebildung. Zur Vermeidung dieser Rissebildung gibt es zwei Vorschläge, die mir bekannt sind. Der eine Vorschlag, den wir auch von Herrn Doktor Kaech gehört haben, vertritt die Meinung, dass es notwendig sei, die Abbindewärme aus dem Beton so rasch wie möglich abzuführen. Ich

bin mit dieser Meinung nicht einverstanden. Ich glaube nicht, dass man auf diese Weise Risse verhindern kann. Denn ob die Rissebildung eintritt oder nicht, ist davon abhängig, ob die Zugspannungen die an der Oberfläche der Mauer entstehen, grösser oder kleiner sind als die Zugfestigkeit des Betons. Werden wir die Wärme aus dem Beton schnell abführen, also in einer Zeit, wo die Zugfestigkeit des Betons noch sehr gering ist, dann werden wir diese Zugspannungen gerade in einem Zeitpunkt künstlich herbeiführen, wo der Beton noch keine genügende Zugfestigkeit hat. Auf diese Weise wird man die Zugfestigkeit nicht vermeiden, sondern im Gegenteil, künstlich herbeiführen.

Der zweite Vorschlag ist der amerikanische Vorschlag: Die Abkühlung des Betons mittels Kühlrohre. Dieser Vorschlag wurde einmal praktisch verwirklicht bei dem Bau der Ariel-Gewölbestaumauer und soll jetzt dürchgeführt werden beim Bau der Hoover-Staumauer. Es kann sein, dass dieser Vorschlag zum Erfolg führen wird. Ich möchte nur darauf hinweisen — und namentlich meine amerikanischen Kollegen darauf aufmerksam machen — dass eine Rissebildung auch in diesem Falle wahrscheinlich nicht vermieden werden kann; denn es ist zu erwarten, dass dort, wo die Wärme abgeleitet wird, also entlang der Röhre, auch in diesem Fall Risse entstehen werden und zwar radiale Risse im Bezug auf die Rohre. Man muss also darauf aufpassen, dass die Rohre nicht durchgehend von der Wasserseite zur Luftseite geführt werden, denn in diesem Falle entstehen durchgehende Risse und damit auch Durchsickerungen durch den Mauerkörper.

Ein Vorschlag, den ich hier machen möchte, besteht darin, einen Mauerabschnitt (hier handelt es sich nur um Gewichtsstaumauern. Unter einem Mauerabschnitt verstehe ich einen Mauerblock, begrenzt seitlich durch zwei benachbarte Dehnungsfugen, ferner von der Wasser- und der Luftseite), *in ununterbrochener Betonierung* hochzuführen. Auf diese Weise wird die Oberfläche des Betons auf ein Minimum harabgesetzt. Ich verkenne es keinesfalls, dass dieser Vorschlag bezw. die Verwirklichung des Vorschlages mit Schwierigkeiten verbunden sein wird, mit sehr erheblichen Schwierigkeiten sogar. Bedeutet doch die Durchführung dieses Vorschlages das Durcharbeiten in drei Schichten pro Tag, das Durcharbeiten an Sonn- und Feiertagen; damit sind alle Schwierigkeiten mit den Arbeiterverhältnissen, den Baracken usw. verbunden; aber trotzdem muss man trachten, *nach Möglichkeit* eine ununterbrochene Betonierung vorzunehmen. Damit keine allzu grossen Installationen notwendig sein

sollen, ist es zu empfehlen einen Zement zu verwenden, dessen Abbindezeit möglichst lang ist, etwa 4 oder 5 Stunden.

Schliesslich möchte ich zur Resolution 1 a Stellung nehmen. Ich bin in zwei Punkten mit der Resolution nicht einverstanden. Zunächst mit dem Punkte wo gesagt wird: «Bruchsteinmauer ist der Betonmauer vorzuziehen». Ich bin der Meinung, dass einige schlechte Erfahrungen in Betonbau dürfen uns nicht entmutigen, um deswegen wieder zu einer altertümlichen Bauweise zurückzukommen. Gewiss sind Risse entstanden, Verwitterungen vorgekommen usw. Ich kann mich an dieser Stelle mit diesen Fragen nicht näher beschäftigen, aber fast in jedem einzelnen Falle könnte ich nachweisen, dass wenn nachträglich Schäden (Rissebildung, Frostschäden usw.) entstanden sind, so liegt es daran, dass damals, als die Staumauern ausgeführt worden sind, uns noch nicht genügende Erfahrungen zur Verfügung standen. Es ist aber durchaus möglich, unter Beachtung unserer heutigen Kenntnisse und Erfahrungen Betonstaumauern bis zur beliebigen Grösse einwandfrei auszuführen. Ich würde also vorschlagen, dass wir diesen Punkt der Resolution streichen.

Der zweite Punkt, womit ich nicht ganz einverstanden bin, lautet: Bei Gewichtstaumauern sollte ein geeigneter Zement verwendet werden, der Rissebildungen entgegenwirkt. Ich glaube, meine Herren, dieser Punkt ist nicht ganz einwandfrei formuliert. Denn die Ursache der Rissebildung ist nicht nur der Zement *allein*, sondern der Bauvorgang, die Nachbehandlung des Betons usw., usw. Infolgedessen würde ich vorschlagen, dass wir diesen Punkt entsprechend korrigieren. Mit dem Zement allein ist nach nichts getan, sondern es sind, namentlich während der Bauausführung, gewisse Regeln zu beachten, um die Rissebildung zu vermeiden. Schliesslich möchte ich 2 Vorschläge bezüglich der zukünftigen Messungen unterbreiten und zwar:

Erstens würde ich vorschlagen, dass man in der Zukunft die Weite der Dehnungsfugen messen soll und zwar nicht nur an den Randflächen — d.h. an der Wasser- und Luftseite — sondern auch im Inneren der Fugen. Diese Messungen sind verhältnismässig einfach und sehr billig auszuführen. Auf diese Weise bekommen wir weitere, wertvolle Anhaltspunkte über die Spannungs- und Deformationsmessungen der Staumauer. Es handelt sich also um die Messung der Weite der Dehnungsfugen in verschiedenen Punkten innerhalb der Staumauer;

Zweitens würde ich empfehlen, bei Gewichtstaumauern das

Fundament daraufhin zu untersuchen, ob die Dehnungsfugen, die von vornherein bis zum Fundament vorgesehen waren oder sich von selbst bis dort hin verlängert haben, sich nicht weiter in das Fundament erstrecken. Das wäre nämlich zu erwarten. (Zeichnung).

Die Dehnungsfugen gehen bis zum Fundament und da die Mauer auf das Fundament aufbetoniert wird, besteht ein fester Zusammenhang zwischen Mauerwerk und Fundament. Wenn wir annehmen, dass die Bewegung von der Mitte des Mauerabschnitts ausgeht, entstehen im Beton Zugspannungen und im Fundament unter der Mauer Druckspannungen. Unterhalb der Dehnungsfüge entsteht Zugspannung im Fundamentfels.

Es ist also durchaus möglich, dass Risse sich im Fundament bilden. Da dieser Gedanke m. W. bisher noch von niemandem ausgesprochen wurde, ist es auch selbstverständlich, dass es niemandem eingefallen ist, das Fundament daraufhin zu untersuchen. Ich würde also vorschlagen, dass man in der Zukunft die Untersuchung auch auf diesen Punkt erstreckt.

Le Président:

Ich gebe Herrn Ingenieur Werner das Wort:

Nach den Erfahrungen der letzten Jahre sind ja die Betonkonstruktionen, die einseitigem Wasserdruck ausgesetzt sind, als besonders beansprucht zu betrachten. In Schweden hat deshalb die Königliche Wasserfallverwaltung eine direkte Anforderung an die Zementindustrie gestellt, wenn möglich einen speziellen Zement für Wasserbauarbeiten herzustellen, und hat dabei auch die Eigenschaften des Zements präzisiert, die von besonderem Wert sein sollten.

Von einer schwedischen Zementfabrik ist dann ein Zement den Wünschen der Wasserfallverwaltung entsprechend hergestellt worden. Dieser neue Portlandzement wurde seit dem Frühjahr 1932 hergestellt und für Wasserbauzwecke verwendet, wie wir es z. B. gestern in Vargön gesehen haben.

Ich werde die interessantesten Eigenschaften des neuen schwedischen Wasserbauzements im folgenden kurz besprechen.

1) *Wasserlöslichkeit.* Die durch Wasser bedingte Kalkauslösung ist für gewöhnlichen Portlandzement geringer als für frühhochfesten Portlandzement; im Vergleich mit diesen beiden Zementen ist die Kalkauslösung des Wasserbauzements bedeutend niedriger, was in der Abb. 1 ersichtlich ist.

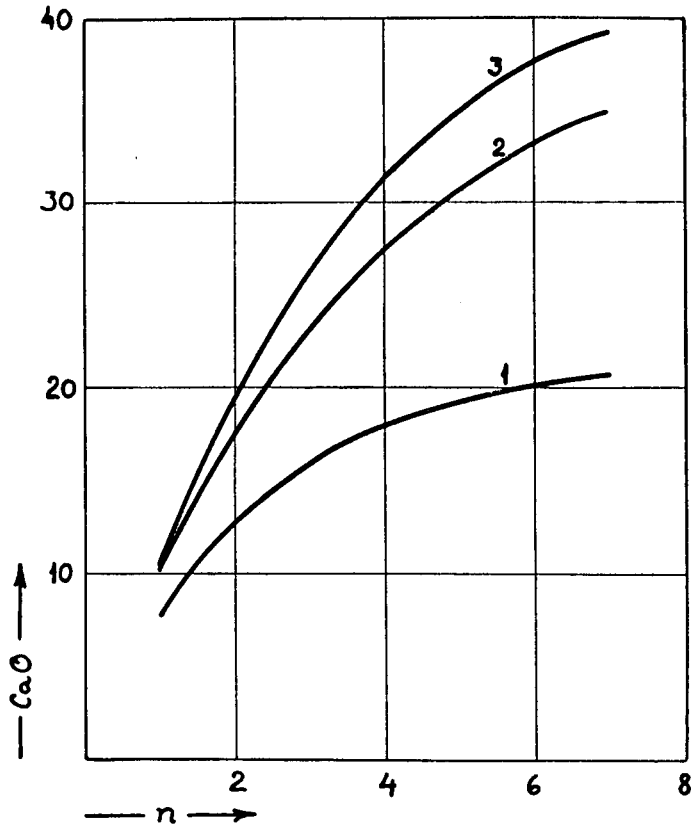


Abb. 1. — Ausgelöste Menge CaO (in % von Gesamt CaO) als Funktion der Anzahl (n) wiederholter Auslösungen (nach einer Schüttelmethode).
1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

2) *Wärmeentwicklung.* Die Abbindewärme von Zement ist bekanntlich von dem Gehalt an gewissen Klinkermineralien, insbesondere Trikalziumaluminat und Trikalziumsilikat abhängig, was durch genaue Messungen in U.S.A. neulich bestätigt worden ist. Zufolge der Kenntnis über den Zusammenhang zwischen mineralogischer oder chemischer Zusammensetzung und der Wärmeentwicklung des Portlandzements kann deshalb nunmehr die spezifische Wärmeentwicklung auf Grund der chemischen Zementanalyse annähernd berechnet werden. Ein Vergleich der drei obenerwähnten Zemente in Bezug auf die aus der chemischen Zusammensetzung errechnete Wärmeentwicklung zeigt die besonders für Massivbauten wün-

schenswerte niedrige Wärmeentwicklung des Wasserbauzements, was auch durch direkte Messungen bestätigt worden ist. (Abb. 2 und 3).

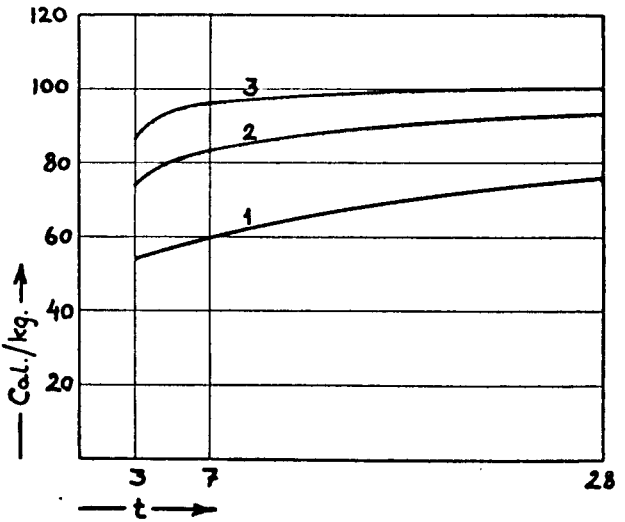


Abb. 2. — Aus der chemischen Zusammensetzung berechnete Wärmeentwicklung (in Cal. pro kg Zement) nach verschiedenen Zeiten (t Tagen).
1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

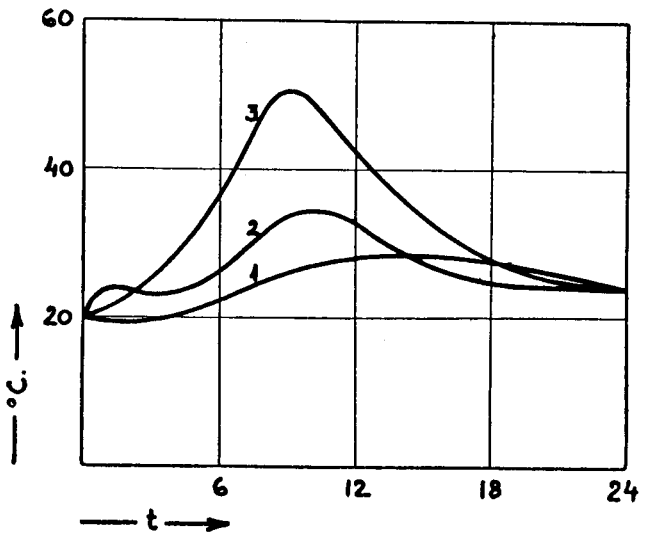


Abb. 3. — Unter gleichen Bedingungen gemessene Temperaturerhöhungen (in ° C.) als Funktion der Zeit (t Stunden).
1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

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

4) *Festigkeit.* Der Wasserbauzement zeigt eine mässige Anfangsfestigkeit und ein gutes Nacherhärten, besonders bei Wasserlagerung. (Abb. 4).

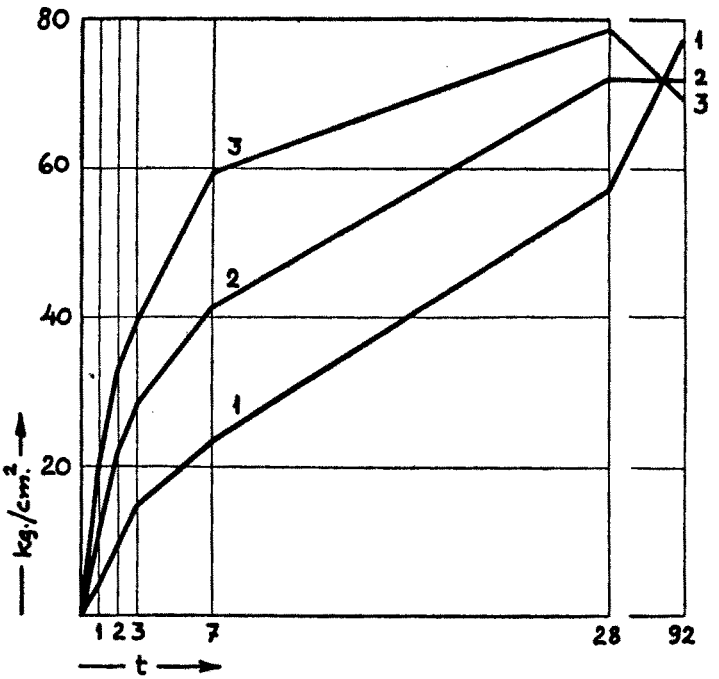


Abb. 4. — Biegezugfestigkeit (in kg/cm²) wassergelagerter Probekörper als Funktion der Zeit (t Tage).
1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

Die Festigkeit ist auf Biegezugfestigkeit mittels Probeprismen ermittelt. Diese Ergebnisse sind allgemein. Auch ein Vergleich in Bezug auf Druck- und Zugfestigkeit zeigt dieselbe typische Reihenfolge der Zemente wie in der Abb. 4 an.

5) *Schwindung und Rissbildung.* Die Rissbildung im Beton entsteht hauptsächlich entweder wegen der Temperaturspannungen oder wegen der Austrocknung. Der Wasserbauzement zeigt in Bezug auf Schwindung und Rissbildung bedeutende Vorteile, indem die

Wärmeentwicklung, wie erwähnt, günstig ist und die Schwindung beim Austrocknen auch kleiner ist.

In U.S.A. hat man ja neulich Sonderbestimmungen für Zement, der zu den grossen Talsperren, Pine Canyon Dam und Hoover Dam verwendet wird, festgestellt. Diese Bestimmungen, von denen ein Auszug in der Tabelle 1 zusammengestellt ist, enthalten als wichtigste Neuigkeit eine Beschränkung der Wärmeentwicklung bis zu 60 - 65 Cal. nach 7 Tagen und 70 - 80 Cal. nach 28 Tagen.

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

	Pine Canyon Dam.	Hoover Dam.	
		« Low-heat » cement.	« Moderate-heat » cement.
Gesamt-wärmeentwicklung nach 7 Tagen ..... max.	65 Cal.	60 Cal.	70 Cal.
Gesamt-wärmeentwicklung nach 28 Tagen ..... max.	80 »	70 »	100 »
Druckfestigkeit nach 7 Tagen min.	56 kg/cm²	70 kg/cm²	140 kg/cm²
Druckfestigkeit nach 28 Tagen min.	140 »	140 »	210 »
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen ..... min.	35 %	50 %	—
Gehalt an 3 CaO. Al_2O_3 ber. nach Bogue ..... max.	6 %	5 %	8 %
Gehalt an 2 CaO. SiO_2 ber. nach Bogue ..... max.	—	60 %	—
Gehalt an 3 CaO. SiO_2 ber. nach Bogue ..... max.	—	—	60 %
Feinheit der Mahlung: Siebrest 4900 M/cm²	2—15 %	—	—
Spez. Oberfläche cm²/gr.	—	1300—1700	1200—1600

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

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

	Amerikanische Bestimmungen.	Schwedischer Wasserbauzement
Wärmeentwicklung nach 7 Tagen..	max. 60—65 Cal.	60—63 Cal.
Wärmeentwicklung nach 28 Tagen..	max. 70—80 Cal.	76—77 »
Druckfestigkeit nach 7 Tagen	min.56-70 kg/cm²	175—200 kg/cm²
Druckfestigkeit nach 28 Tagen	» 140 »	350—400 »
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen	» 35—40 %	etwa 100 %

Le Président : (M. Baalsrud).

Wir votieren zunächst über die Konklusion betreffend 1 b, die keine Bemerkungen veranlasst hat.

Die Herren, die dieser Konklusion zuzustimmen behagen, nein, die Herren, die dagegen sind, bitte die Hände aufzureichen.

M. Hellström :

This resolution was read in the beginning of the meeting, by Mr. Binnie, M. Coyne and Professor Soldan.

Le Président :

Also zur Abstimmung. Die Herren, die gegen diese Konklusion sind, bitte die Hände zu heben.

Zunächst danach, die Herren, die dieser Konklusion zustimmen, bitte die Hände zu heben.

Also 21 für und 9 dagegen.

Les conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission, siègeant le même jour à Trollhättan.

RÉSUMÉ DE LA DISCUSSION

SEANCE DU 1er JUILLET 1933 A STOCKHOLM

(14 *heures* — 17 *heures* 15)

Le Président (Mr. GRUNER, Suisse) explique que les questions 1 *a*) et 1 *b*), ayant de nombreux points communs, seront discutées simultanément. Après que Mr. EKWALL (Suède), Rapporteur Général de la question 1 *a*), a résumé son rapport, le Président donne la parole à Mr. Bo Hellstrom, Rapporteur Général de la question 1 *b*) (questions relatives aux influences de la température interne et déformation des barrages-poids en béton).

M. Bo HELLSTROM (Suède) fait ressortir les points les plus intéressants, à son avis, de son rapport général et il montre sur l'écran des exemples de déformation d'un barrage (figure 1 — barrage Schräh, figure 2 — barrage Pfaffensprung, les deux en Suisse) et soumet à l'attention et à l'examen de ses collègues un tableau des sept causes principales de ces déformations (la charge, les dilatations et retraits dus à la quantité d'eau fixée, demi-fixée et libre, les variations de température, les variations des propriétés des matériaux, le glissement, la fatigue locale, le mouvement des fondations).

Il signale les points suivants, qui méritent surtout l'attention :

— la variation de la surface de séparation entre le béton humide et le béton sec à l'intérieur du barrage, qui dépend de la hauteur du niveau de l'eau dans le réservoir (fig. 3);

— les variations avec le temps de la proportion d'eau fixée, demi-fixée et libre existant dans le ciment Portland, et les variations de ces mêmes proportions suivant le degré hygrométrique de l'air (fig. 4);

— la quantité de chaleur dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement;

— les procédés de calcul des variations de température dans le béton, au moyen de courbes superposées (fig. 5 et 6);

— les relations entre le glissement (creep) et les variations du module d'élasticité du béton.

Mr. Bo Hellstrom conclut que les deux questions suivantes méritent d'être étudiées spécialement :

1°) — la fabrication et l'usage d'un ciment convenant spécialement aux ouvrages subissant une pression d'eau unilatérale;

2°) — l'étude des forces externes et des phénomènes internes dans les barrages, au moyen d'observations exécutées sur les barrages existants.

M. Gedye (Angleterre) expose, avec des figures à l'appui, les recherches récentes exécutées en Angleterre par le Dr Glanville et ses collaborateurs, à la Station des Recherches des Travaux Publics de Wattford sur le glissement du béton soumis à des charges; il montre, par des diagrammes, la relation entre le glissement et le module d'élasticité du béton, ainsi que l'effet du temps, des proportions des agrégats et d'autres facteurs.

M. Binnie (Angleterre), en signalant en passant l'intérêt des explications précédentes, desquelles il ressort que le facteur plastique joue un rôle au moins aussi important que le facteur élastique et qu'en d'autres termes, le béton n'obéit pas à la loi de Poisson, insiste sur les dilatations ou les retraits provenant de la température extérieure, en prenant comme exemple les barrages d'Assouan (Egypte), Komaki (Japon) (rapport n° 11) et Nag-Hamadi (Egypte) (rapport n° 15). — De ces exemples, il résulte que nos connaissances sur le coefficient de retrait du béton sont encore bien vagues et ne concordent pas avec les essais de laboratoire. Quant aux effets de la chaleur dégagée par la prise du béton, il paraît résulter des exemples de barrages anglais (Alwen et Derwent-Valley, où l'on a supprimé la chaux libre contenue dans le ciment Portland au moyen d'insufflation d'air de bas en haut) restés sans fissures, que le glissement plastique exerce une action notable sur les effets provenant de la température extérieure et que l'hypothèse d'un module d'élasticité et d'un coefficient de dilatation et de retrait, créés par les variations de température, n'est pas exacte.

M. Kaech (Suisse) indique les procédés de mesure qui ont été employés en Suisse pour étudier et contrôler les déformations de barrages soumis à des conditions climatériques particulièrement rigoureuses. Il insiste sur l'intérêt qu'il y a à munir les nouveaux barrages d'installations de mesure permettant en tout temps un contrôle précis et rapide de la déformation.

M. Hellstrom félicite M. Kaech de son intéressant aperçu et

propose que les chiffres et les figures relatifs aux méthodes et instruments de mesure, soient insérés dans les volumes des comptes-rendus. Il cite des recherches sur le dégagement de chaleur dû à la prise du béton, exécutées en 1926 sur un barrage des Etats Malais. Il signale que les chiffres du tableau III de son rapport général concernent un béton complètement isolé et concordent parfaitement avec les expériences faites par le Comité des Recherches des Travaux Publics en Angleterre. Il se réfère également au rapport de Mr. Haegelen qui a traité la question de la durée de dissipation de la chaleur de prise.

M. le Président demande, en raison du peu de temps qui reste, que les orateurs devant être présents à Trollhattan attendent cette réunion pour parler.

M. Friis (Norvège) dit qu'en Norvège une commission spéciale a été nommée pour étudier précisément la question de la détérioration du béton dans les barrages. Elle a constaté que ces détériorations proviennent : du vieillissement de barrages présentant des vices de construction ou ayant subi des infiltrations d'eau nuisible pour le ciment, des conditions climatiques particulièrement sévères, des variations saisonnières très grandes de température.

Pour remédier à ces inconvénients, il convient :

a) — d'améliorer les procédés de construction des barrages, ce que les procédés de fabrication et les connaissances actuelles permettent d'obtenir; mais cela ne supprimera pas entièrement les fissures;

b) — de revêtir les faces du barrage d'une matière assez élastique pour absorber les tensions provenant des variations de température et en même temps assez dure pour résister aux efforts mécaniques provenant de la glace, etc... Comme il est impossible d'avoir une matière réunissant ces deux propriétés, il faut encore recouvrir celle-ci d'une couche de béton, acier ou autre.

De l'avis de Mr. Friis, ce problème spécial, qui a été quelque peu négligé jusqu'ici, mériterait une étude particulière.

M. Coyne (France) indique qu'à l'occasion du problème posé par la consolidation du barrage des Cheurfas (Algérie), il a imaginé d'appliquer aux barrages les procédés de la « synthèse statique », définis par Rabut il y a fort longtemps, comme susceptibles de modifier artificiellement l'état élastique des constructions, et même leur équilibre statique.

Pour surcharger l'ouvrage artificiellement, on y introduit des tirants d'acier scellés dans le sol sous-jacent, et mis en tension à partir de la crête du barrage.

L'énormité des efforts à mettre en jeu pour agir utilement exige qu'on envisage des réactions unitaires, par tirant, de l'ordre de 1.000 tonnes. Les essais entrepris à cet effet, sous la direction éclairée de MM. Vergnieaud, ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Drouhin, ingénieur des Ponts et Chaussées, et avec le concours d'une entreprise de sondages réputée, ont montré qu'il n'y avait pas d'impossibilité majeure à obtenir ce résultat, même en terrain médiocre.

Bien au contraire, la simplicité et l'économie des moyens employés donnent à penser qu'on pourra opérer par tirants individuels de 5 à 6.000 tonnes ou même davantage.

On se trouve donc en présence d'un moyen nouveau, très puissant et très précis, applicable à tous les ouvrages exposés à des poussées, barrages, culées de pont, écluses, tours de phare, murs de soutènement, etc.. et permettant de créer dans les massifs certains états élastiques artificiels, voire de modifier leur équilibre statique.

M. Haegelen (France) indique qu'on peut classer les appareils de mesure des déformations des barrages en deux catégories, suivant qu'ils permettent de mesurer les déformations unitaires en des points isolés de l'ouvrage, ou suivant qu'ils donnent le déplacement relatif d'un point du barrage par rapport à un autre point.

Souvent, les appareils de la seconde catégorie suffiront au point de vue pratique, pour constater s'il se passe quelque chose d'anormal. Les appareils de la première catégorie donnent toutefois des indications plus complètes, mais dont l'interprétation pourra être assez difficile. A cet égard, il est désirable de poursuivre l'étude des propriétés (spécialement des déformations) des bétons soumis à des charges variables et aux pluies, dans des conditions d'humidification variables.

M. Halcrow (Angleterre) émet l'avis que les ciments actuels sont, pour de grosses masses de béton, à prise trop rapide; des ciments moins finement moulus, comme celui qu'il emploie à l'agrandissement actuel du barrage de Lochaber (Ecosse), valent mieux au point de vue du dégagement de chaleur.

Il insiste sur l'excellence du procédé consistant à bâtir les barrages en blocs de béton tout faits à l'avance, de 2-4 m. de long sur 1 1/2-2 m. de large et 1-2 m. de profondeur.

Le Président (Mr. Gruner) propose de nommer les membres de la Commission chargée d'établir le texte des conclusions de la question 1 *b*). Sont nommés MM. Hellstrom, Haegelen, Binnie, Samsive, Soldan.

M. Mathieu (Belgique) souligne qu'il serait avantageux, pour faciliter la comparaison des travaux publiés dans les différents pays, d'établir un vocabulaire technique en plusieurs langues concernant les grands barrages en béton et en terre.

SEANCE DU 6 JUILLET A TROLLHAETTAN

(9 *heures* 15 — 13 *heures*)

M. Baalsrud (Norvège) préside la séance.

M. Coyne (France) lit le texte français des conclusions proposées sur la question 1 *b*).

M. Binnie (Grande-Bretagne) lit le même texte en anglais.

M. Soldan (Allemagne) lit le même texte en allemand.

M. Bo Hellstrom lit une communication écrite de M. F. Vogt (Norvège) qui fait remarquer ce qui suit : les chiffres concernant le délavage du béton, cités par MM. Gedye et Binnie, résultent des expériences faites sur du béton sec. Quand l'intérieur d'un barrage-poids est saturé ou humide, l'effet du délavage sera moindre, car il est plus petit sur du béton humide que sur du béton sec.

M. Probst (Allemagne) fait part de nouvelles observations et mesures exécutées depuis son rapport (n° 6). Il montre, en particulier, à l'aide de 3 figures, l'influence fâcheuse exercée par la répartition non uniforme des déformations intervenant à l'intérieur des barrages et dues à l'abaissement de température. Le refroidissement non uniforme donne naissance à des fissures de la nature de celles de la figure 2. Ces fissures en longueur sont plus dangereuses que les fissures transversales parce qu'elles échappent à l'observation.

M. Westerberg (Suède), après avoir dit quelques mots d'explication sur son rapport (n° 3, question 1 *a*), appelle l'attention sur les

déplacements saisonniers de ce qu'il a appelé le « front humide » qui, aux saisons sèches, avance vers la face amont et, aux saisons humides, avance au contraire vers la face aval; il fait remarquer que les variations de la température agissent en sens inverse des déplacements de ce « front humide » et signale l'intérêt qu'il y aurait à étudier de près ces déplacements.

M. Sandri (Autriche) donne quelques explications supplémentaires à propos du rapport n° 8 auquel il a collaboré : pour calculer à l'avance les augmentations de température à prévoir dans un barrage, il est nécessaire non seulement de connaître la quantité de chaleur développée dans l'ensemble par le ciment employé, mais surtout de tenir compte des pertes de chaleur dans le milieu environnant. Comme ces pertes dépendent essentiellement du temps pendant lequel le ciment dégage sa chaleur de prise, il est indispensable de connaître (surtout pendant les premiers jours de la prise) la quantité de chaleur que dégage le ciment par unité de temps *en fonction du temps*. Le but du rapport en question a été d'établir des méthodes aussi simples que possible pour exécuter pratiquement cette mesure. Les auteurs du rapport considèrent comme indispensable de compléter les mesures exécutées sur des barrages terminés, par des recherches de laboratoire de ce genre.

M. Kelen (Allemagne) désire présenter quelques observations sur les trois causes de dégâts suivantes :

1) — Gelée,
2) — Fondation,
3) — Chaleur de prise.

1. — Les dégâts causés par la *gelée* peuvent être évités en installant un mur en maçonnerie étanche. Le revêtement en pierre brute n'est pas nécessaire dans les barrages en béton car on peut aujourd'hui recouvrir les faces extérieures d'une couche de béton imperméable.

2. — En vue d'obtenir une *garantie suffisante contre le glissement,* on doit exécuter la fondation de manière à établir une liaison rigide entre l'ouvrage et sa fondation. Le calcul de la sécurité au glissement, d'après les méthodes usuelles, n'est pas exact; à l'avenir, le calcul doit tenir compte de la cohésion.

3. — Le dégagement rapide de la *chaleur de prise* n'empêche pas la formation de fissures; au contraire, elle les accélère parce que, au début, la résistance du béton à la traction est encore faible. Au

cours du refroidissement artificiel, au moyen de tubes, il faut s'attendre à voir apparaître des fissures radiales le long des tubes. Il est proposé de construire les barrages-poids par sections et de poursuivre le bétonnage de chaque section de bas en haut sans interruption.

4. — Il se déclare opposé au paragraphe du texte initial de la Résolution 1 *a*), qui recommande de préférer la maçonnerie en béton pour la construction des barrages.

5. — Il propose de modifier le paragraphe de la rédaction du texte initial de la Résolution 1 *a*), qui recommande l'emploi d'un ciment empêchant la formation de fissures; en effet, n'importe quel ciment subit un retrait; en outre, l'importance du retrait dépend aussi bien du processus de la construction que du mode employé pour le bétonnage.

6. — Il recommande, pour l'avenir, de mesurer la largeur des joints de construction, non seulement sur les bords mais également dans le cœur de l'ouvrage.

A l'avenir, les observations devront déterminer si les joints de contraction se sont prolongés ou non jusque dans la fondation, grâce aux fissures qui se sont formées dans cette dernière.

M. Werner (Suède) dit que l'Office Royal Suédois de Constructions Hydrauliques, en raison des qualités spéciales que doit posséder le ciment destiné aux barrages, a demandé aux usines de ciments du Pays de fabriquer un ciment spécial, particulièrement adéquat à ce genre de constructions. Il indique, avec des figures et des tableaux à l'appui, les caractéristiques et les avantages spéciaux du ciment fabriqué pour l'usine Vargoen, que les Congressistes ont eu l'occasion de visiter : solubilité dans l'eau, dégagement de chaleur, temps de prise, résistance, retrait et formation de fissures.

Après une assez longue discussion sur le texte des conclusions sur la question 1 *a*), le Président (M. Baalsrud) fait donner lecture du texte des conclusions de la question 1 *b*). Ce texte est adopté par 21 voix contre 9.

Les Conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission siègeant le même jour à Trollhättan.

TECHNICAL SESSION HELD JULY 1st 1933 at STOCKHOLM

(2 *p.m. to* 5.15 *p.m.*)

The Chairman (Mr. Gruner, Switzerland) explained that Questions 1 *a*) et 1 *b*) would be discussed simultaneously, as they had numerous points in common. After Mr. Ekwall (Sweden) General Reporter for Question 1 *a*), had given an abstract of his report, the Chairman called upon Mr. Bo Hellstrom, General Reporter for Question 1 *b*) (questions relative to the influences of internal temperature and distortion of concrete gravity dams) to speak.

Mr. Bo Hellstrom (Sweden) emphasided the points that were — in his opinion — of the greatest interest in his general report, and gave exemples on the blackboard of the distortion of a dam (Fig. 1, Schräh Dam, Fig. 2, Pfaffensprung Dam, both in Switzerland) and submitted to the notice and examination of his colleagues a table giving the seven main causes of these distortions (the load), the dilatations and shrinkages due to the quantity of fixed, semi-fixed and free water, temperature variations, variations in the properties of the materials, creep, local fatigue, shifting of the foundations).

He indicated the following points which specially call for attention :

— the variation in the surface separating the wet and dry concrete inside the dam, which depends upon the height of the water level in the reservoir (Fig. 3);

— the variations in the course of time of the proportion of fixed, semi-fixed and free water existing in Portland cement, and the variations of these same proportions according to the hygrometrical degree of the air (Fig. 4);

— the quantity of heat given off by the cement during its setting and hardening;

— the processes for computing the temperature variations in the concrete, by means of superposed curves (Figs. 5 and 6);

— the relations between creep and the variations in the elasticity modulus of the concrete.

Mr. Bo Hellstrom concluded that the two following questions were specially worthy of examination :

1°) — the manufacture and use of a cement especially suitable for works subjected to a unilateral water pressure;

2°) — the study of external forces and internal phenomena in dams, by means of observations carried out on existing dams.

Mr. N.G. Gedye (England) described recent researches conducted in England by Dr. Glanville and others at the Government Building Research Station at Watford on the creep of concrete under load. He showed slides of diagrams which exhibited the relation between creep, or plastic yield as it is some times called, and the elastic yield of concrete; and also the effect of time, proportions of aggregate, and other factors on this relation.

Mr. Binnie (England), whilst pointing out in passing the interest of the preceding explanations, from which it appeared that the plastic factor plays a role at least as important as the elastic factor and that — in other words — concrete does not obey Poisson's law, insisted that dilatations or shrinkages come from external temperature, quoting as examples the Assouan (Egypt), Komaki (Japan) (Report N° 11) and Nag-Hamadi (Egypt) (Report N° 15), dams. From these examples, it is evident that our knowledge concerning the coefficient of concrete shrinkage is still very vague and not in agreement with laboratory tests. With regard to the effects of heat given off by setting concrete, it seemed, from the examples of English dams (Alwen and Derwent Valley, where the free lime contained in the Portland cement was eliminated by means of air insufflation from the bottom upwards) that have remained without cracks, that plastic creeps exercise an appreciable action on the effects arising out of external temperature and that the hypothesis of an elasticity modulus and a coefficient of dilatation and shrinkage, created by variations in temperature, is not exact.

Mr. Kaech (Switzerland) indicated the measuring processes that have been used in Switzerland for studying and checking the distortion of dams that are subjected to particularly severe climatic conditions. He emphasised the interest of supplying new dams with measuring appliances that would allow an accurate and speedy check to be made of distortion at any time.

Mr. Bo Hellstrom expressed an appreciation of Mr. Kaech's interesting review, and suggested that figures and illustrations of method of measuring and instruments be included in Transactions.

Mr. Hellstrom referred to an investigation in 1926 of heat gene-

ration by cement for the big dam for the Perak River Hydro-Electric Power Co. in Malaya.

The figures in Table III of the General Report on Question 1(b) referred to completely insulated concrete, and there was a close agreement between these figures and those obtained by experiments made by the Building Research Board in England. Reference was also made to Mr. Haegelen's report for length of time for heat to dissipate.

The CHAIRMAN requested that in view of the shortness of time then available, speakers who were to be present at Trollhattan should wait until that meeting for making further speeches.

Mr. FRIIS (Norway) said that in Norway a special commission had been appointed to study carefully the question of the deterioration of concrete in dams. It had ascertained that these deteriorations are caused by : the ageing of dams with constructional defects or suffering from seepage of water that was harmful for the cement, particularly severe climatic conditions, very wide divergencies of temperature during seasonal variations.

To overcome these disadvantages, it would be necessary :

a) — to improve the constructional processes of dams, which present-day processes of manufacture and knowledge make possible, but which would not entirely do away with cracks;

b) — to cover the surfaces of the dam with a material that would be sufficiently elastic to take up the strain caused by temperature variations and at the same time hard enough to resist mechanical strains arising from ice etc... As it is impossible to have a material combining both properties, this must further be covered with a coat of concrete, steel or other material.

In Mr. Friis's opinion, this special problem, which has been somewhat neglected up till now, would be worth while forming the subject of special study.

Mr. COYNE (France) stated that when the problem of consolidating the Cheurfas (Algeria) dam had to be solved, he conceived the idea of applying « static synthesis » processes to the dams, defined by Rabut some time ago, as capable of artificially altering the elastic state of construction works, and even modifying their static equilibrium.

For artificially overloading the work, steel braces were sealed in the subjacent soil, and a strain put on from the crest of the dam.

The enormity of the stresses to be brought into play so as to operate effectively, require that each brace shall give a unitary reaction of about 1.000 tons. Tests carried out to this end, under the enlightened supervision of Messrs Vergnieaud, Chief Civil Engineer, Drouhin, Civil Engineer, and with the help of a well-known boring concern, showed that there was no insuperable difficulty in the way of obtaining this result, even with mediocre soil.

The contrary is rather the case; the simplicity and cheapness of the means employed give one to think that it would be possible to operate with individual braces of 5.000 to 6.000 tons or even stronger.

We have therefore a new means that is very powerful and very accurate, applicable to all works liable to thrust, dams, bridge abutments, sluices, lighthouses, sustaining walls, etc... and allowing certain artificial elastic conditions to be created in solid masses, and even to modify their static equilibrium.

Mr. Haegelen pointed out that measuring appliances for dam distortions could be separated into two categories, as to whether they permitted the measuring of single distortions at isolated points of the work, or merely indicated the relative displacement of one point of a dam in comparison to another point.

Frequently, appliances of the second category were sufficient from the practical point of view, to show if something abnormal was taking place.

Nevertheless, first category appliances give more complete indications, but their reading may be somewhat difficult. In this connection, it is advisable to carry out the study of the properties (especially of distortions) of concretes subjected to variable loads and rain, under variable conditions of moisture.

Mr. Halcrow (England) expressed the opinion that present-day cements dry too quickly, for large masses of concrete; cements that are less finely ground, like that used for the present enlargement of the Lochaber (Scotland) dam, were better from the point of view of giving off heat.

He emphasised the excellence of the process consisting of building dams of concrete blocks prepared beforehand, measuring 2 to 4 m. long, by 1 1/2 to 2 m. wide and 1 to 2 m. deep.

The Chairman (Mr. Gruner) proposed the appointment of members of the Commission entrusted with drawing up the text of the conclusions of Question 1 *b*). The following were appointed : Messrs Hellstrom, Haegelen, Binnie, Samsoie, Soldan.

M. MATHIEU (Belgium) emphasized the fact that it would be advantageous, for facilitating the comparison of the undertakings published in the different countries, to draw up a technical vocabulary in several languages, dealing with large concrete and earth dams.

SESSION HELD ON JULY 6th at TROLLHAETTAN
(9. 15 *a.m. to* 1.0 *p.m.*)

Mr. BAALSRUD (Norway) took the Chair at this session.

Mr. COYNE (France) read the French text of the conclusions proposed for Question 1 *b*).

Mr. BINNIE (Great Britain) read the same text in English.

Mr. SOLDAN (Germany) read the same text in German.

Mr. Bo HELLSTROM (Suède) read a wretten communication of the Professor Vogt who pointed out that the figures regarding flow of concrete referred to by Mr. Gedye and Mr. Binnie were obtained from tests on dry concrete. As the interior of a gravity dam was saturated or moist the effect of flowing would be less as it is smaller on wet than on dry concrete.

Mr. PROBST (Germany) described new observations and measures carried out since his report (N° 6). In particular, he showed by means of 3 diagrams, the bad influence exercised by the irregular distribution of distortions occurring inside dams and due to a fall in temperature. The irregular cooling gives rise to cracks of the nature of those shown in Fig. 2. These lengthwise cracks are more dangerous than transversal cracks because they are overlooked.

Mr. WESTERBERG (Sweden), after saying a few words in explanation of his report (N° 3, Question 1 *a*), drew attention to the seasonal displacements of what he termed the « damp front » which, during dry seasons, advanced towards the up-stream face and, during damp seasons, advanced — on the other hand — towards the down-stream face; he stated that variations in temperature operate in an opposite manner to these displacements of this « damp

front » and pointed out the interest there would be in making a more close study of these displacements.

Mr. Sandri (Austria) gave some supplementary explanations in connection with Report N° 8 which he had helped to prepare : to calculate beforehand the increases in temperature to be expected in a dam, it is necessary not only to know the amount of heat developed in the whole by the cement used, but above all account must be taken of the heat losses in the surroundings. As these losses depend essentially on the time during which the cement gives off its heat whilst setting, it is indispensable to ascertain (especially during the first few days of setting) the amount of heat given off by the cement per unit of time *in function of time*. The object of the report in question was to establish the simplest possible methods for the practical execution of this measure. The authors of the report consider that it is indispensable to complete the measurements carried out on finished dams, by laboratory research work of this kind.

Mr. Kelen (Germany) wished to make a few remarks on the three following causes of damage :

1) — Frost,
2) — Foundations,
3) — Heat during setting.

1. — The damage caused by *frost* can be avoided by installing a watertight masonry wall. The rough stone revetment is not necessary for concrete dams, for the external faces can now be covered with a layer of impermeable concrete.

2. — In order to secure a *sufficient guarantee against creep,* the foundations must be carried out so as to establish a rigid connection between the work and its foundations. The safety computation against creep is not accurate, when made by the usual methods; in future, the computation must take cohesion into account.

3. — The rapid giving off of *heat during setting* does not prevent the formation of cracks; on the contrary, it accelerates them, because, at the beginning, the resistance offered by the concrete to stress is still low. During artificial cooling by means of tubes, radial cracks may be expected to appear along the tubes. It has been proposed to construct gravity dams in sections and to carry out the concrete work of each section from the bottom to the top without stopping.

4. — M. Kelen stated that he was not in favour of the paragraph

in the original text of Resolution 1 *a*), which recommended masonry in preference to concrete for constructing dams.

5. — Mr. KELEN suggested a modification of the paragraph in the drawing up of the original text of Resolution 1 *a*), which recommends the employment of a cement preventing the formation of cracks; as a matter of fact, every cement undergoes skrinkage; besides, the extent of the shrinkage depends as much on the construction.

6. — Mr. KELEN recommended that in future measurements should be made of the width of contraction joints, not only at the edges but also in the core of the work.

7. — In future, observations should determine whether or no the contraction joints go right through to the foundations, owing to cracks which have formed in the latter.

Mr. WERNER (Sweden) said that the Royal Swedish Hydraulic Construction Department, owing to the special qualities that should be possessed by cement intended for dams, had requested the cement works in that country to manufacture a special cement, particularly adapted to this kind of construction work. He showed by means of drawings and illustrations, the special characteristics and advantages of the cement made by the Vargoen Works that the members of the Congress had been able to visit : solubility in water, heat given off, setting time, strength, shrinkage and formation of cracks.

After a somewhat lengthy discussion on the text of the conclusions on Question 1 *a*, the Chairman (Mr. Baalsrud) caused the text of the conclusions of Question 1 *b* to be read. This text was adopted by 21 votes to 9.

The conclusions passed by the Congress have been approved and made executory by the Executive Meeting of the Commission held on the same day at Trollhättan.

FACHSITZUNG AM 1. JULI IN STOCKHOLM

(*von 14 — 17.15 Uhr*).

Der Vorsitzende (Herr Gruner-Schweiz) erklärt, dass die Fragen 1 a) und 1 b), da zahlreiche Gesichtspunkte beiden gemeinsam sind, gleichzeitig erörtert werden sollen. Nachdem Herr Ekwall (Schweden), der Generalberichterstatter der Frage 1 a), seinen Bericht zusammenfassend erstattet hat, erteilt der Vorsitzende das Wort Herrn Bo Hellström, Generalberichterstatter der Frage 1 b) (Fragen bezüglich der Einflüsse der Innentemperatur und Formveränderung der Gewichtsstaumauern aus Beton).

Herr Bo Hellstrom (Schweden) hebt die nach seiner Ansicht wichtigsten Punkte seines Generalberichtes hervor und zeigt an Hand von Lichtbildern Beispiele der Formveränderung einer Talsperre (Abb. 1 - Talsperre Schräh, Abb. 2 - Talsperre Pfaffenburg, beide in der Schweiz), und unterbreitet der Aufmerksamkeit und dem Studium seiner Kollegen eine Zusammenstellung der sieben Hauptursachen dieser Formveränderungen (die Belastung, die Dehnungen und Schwindungen auf Grund der Menge festgelegten Wassers halbfestgelegten und freien Wassers, die Temperaturveränderungen, die Veränderungen der Materialeigenschaften, die Gleitbewegung, die örtliche Ermüdung, die Bewegung der Gründung).

Er verweist auf folgende Punkte, die allgemeine Aufmerksamkeit verdienen :

Die Veränderung der Trennungsfläche zwischen feuchtem und trockenem Beton im Innern der Talsperre, welche von der Höhe des Wasserstandes im Becken abhängt (Abb. 3).

Die mit der Zeit eintretenden Veränderungen des im Portlandzement anteilig festgelegten Wassers, halbfestgelegten und freien Wassers und die Veränderungen dieser Anteile entsprechend dem hygrometrischen Zustand der Luft (Abb. 4).

Die durch den Zement entwickelte Wärmemenge während seiner Abbindung und seiner Härtung.

Die Verfahren zur Berechnung von Temperaturveränderungen im Beton mittels Ueberlagerungskurven (Abb. 5 und 6).

Die Beziehungen zwischen der Gleitbewegung (creep) und den Veränderungen des Elastizitätsmoduls des Betons.

Herr Hellström folgert zusammenfassend, dass die beiden folgenden Fragen eingehenden Studiums wert sind:

1) die Herstellung und die Anwendung eines Zements, welcher speziell für Bauwerke geeignet ist, die einen einseitigen Wasserdruck aushalten müssen.

2) das Studium der äusseren Kräfte und inneren Vorgänge in den Talsperren mittels an bestehenden Talsperren ausgeführter Beobachtungen.

Herr Gedye (England) erläutert mit Hilfe von Abbildungen die kürzlich in England *auf der Versuchsstation der öffentlichen Arbeiten in Watford durch Herrn Dr. Glanville und seine Mitarbeiter* durchgeführten Untersuchungen über die Gleitbewegung von unter Belastungen stehendem Beton; er zeigt an Hand von Diagrammen das Verhältnis zwischen der Gleitbewegung und dem Elastizitätsmodul des Betons, die Einwirkung der Zeit, der Anteile der Aggregate und andrer Faktoren.

Herr Binnie (England) streift kurz den Wert der vorhergehenden Ausführungen, aus denen hervorgeht, dass der Plastizitätsfaktor mindestens so wichtig ist wie der Elastizitätsfaktor, und dass, mit andern Worten, der Beton nicht dem Poisson'schen Gesetz folgt, was durch die Dehnungen und das Schwinden, die von der Aussentemperatur herrühren, begründet ist; er führt als Beispiel die Talsperren von Assuan (Aegypten), Komaki (Japan) Bericht Nr. 11) und von Nag-Hamadi (Aegypten) (Bericht Nr. 15) an. Aus diesen Beispielen geht hervor, dass unsere Kenntnis des Schwindungs-Koeffizienten des Betons noch sehr unsicher ist und nicht mit den Laboratoriumsversuchen übereinstimmt. Bezüglich der Auswirkungen der beim Abbinden des Betons entwickelten Wärme scheint aus dem Beispiel zweier englischer — ohne Risse gebliebener — Talsperren (Alwen und Derwent-Valley), wo man den freien, im Portlandzement enthaltenen Kalk durch Lufteinblasen von unten nach oben gebunden hat, hervorzugehen, dass die plastische Gleitbewegung eine bemerkenswerte Wirkung auf die von der Aussentemperatur herrührenden Erscheinungen ausübt, und dass die Hypothese eines Elastizitätsmoduls und eines Koeffizienten der durch die Temperaturveränderungen hervorgerufenen Dehnung und Schwindung nicht genau ist.

Herr Kaech (Schweiz) beschreibt die in der Schweiz angewandten Messungsverfahren zum Studium und zur Kontrolle der Formveränderungen bei Talsperren, die besonders schwierigen klimati-

schen Bedingungen unterworfen sind. Er begründet die Notwendigkeit, die neuen Talsperren mit Messeinrichtungen zu versehen, welche jederzeit eine genaue und schnelle Kontrolle der Formveränderung gestatten.

Herr Hellstrom beglückwünscht Herrn Kaech zu seinen interessanten Ausführungen und schlägt vor, dass die Ziffern und Abbildungen der Messinstrumente und- methoden in die Berichterstattung aufgenommen werden. Er verweist auf die Untersuchungen über die Wärmeentwicklung bei der Abbindung des Betons, die im Jahre 1926 an einer Talsperre in den Malaiischen Staaten angestellt wurden. Er weist darauf hin, dass die Zahlen der Tafel III seines Generalberichts sich auf einen vollkommen isolierten Beton beziehen und sich vollständig mit den Erfahrungen der Versuchsstation der öffentlichen Arbeiten in England decken. Gleichzeitig verweist er auf den Bericht von Herrn Haegelen, welcher die Verteilungsdauer der Abbindewärme behandelt hat.

Der Vorsitzende bittet, im Hinblick auf die nur noch geringe Zeit, dass diejenigen Redner, die vorhaben nach Trollhättan zu fahren, ihre Ausführungen bis zur dortigen Sitzung verlagen.

Herr Frus (Norwegen) führt aus, dass in Norwegen eine besondre Kommission zum genauen Studium der Betonzerstörungen in den Talsperren gegründet worden ist. Diese hat festgestellt, dass die Zerstörungen herrühren : von der Alterung von Talsperren, welche Konstruktionsfehler aufweisen oder unter der Durchsickerung von dem Zement schädlichen Wasser gelitten haben; von besonders schwierigen klimatischen Bedingungen; von sehr grossen jahreszeitlichen Temperaturschwangungen.

Um diese Nachteile zu beseitigen, ist es erforderlich :

a) die Baumethoden der Talsperren zu verbessern, soweit es die Herstellungsverfahren und die gegenwärtigen Kenntnisse zulassen; aber auch dadurch werden sich Risse nicht ganz vermeiden lassen.

b) die Aussenseiten der Talsperre mit derart elastischem Material zu verkleiden, dass die von Temperaturschwankungen herrührenden Spannungen aufgenommen werden können; gleichzeitig muss diese Verkleidung kräftig genug sein, um mechanischen Beanspruchungen, z.B. durch Eis, Widerstand leisten zu können. — Da es kein Material gibt, das diese beiden Eigenschaften in sich vereinigt, muss man sie vorerst mit einer Beton, Stahl- oder andern Schicht bedecken.

Nach Meinung von Herrn Friis verdient diese bisher ein wenig vernachlässigte Spezialfrage ein besondres Studium.

Herr Coyne (Frankreich) teilt mit, dass er gelegentlich des bei der Wiederherstellung der Talsperre von Cheurfas (Algier) auftauchenden Problems daran gedacht hat, bei Talsperren die Verfahren der «statischen Synthese» anzuwenden, welche, wie Rabut vor sehr langer Zeit ausgeführt hat, ermöglichen, den Elastizitätszustand der Bauwerke, ja, sogar ihr statisches Gleichgewicht künstlich zu verändern.

Um das Bauwerk künstlich zu belasten, hat man dort Stahlverankerungen eingeführt, welche in den Untergrund fest verankert sind und in denen, von der Krone der Talsperre ab, Zugspannungen erzeugt werden.

Die ungeheuren Beanspruchungen, die man zwecks Erreichung eines hohen Wirkungsgrades hervorrufen muss, erfordern dass man bei jeder Verankerung Gegenwirkungen einer Höhenordnung von 1000 t vorsieht. Die unter der Oberaufsicht der Herren Brücken- und Strassenbau-Chef ingenieur Vergnieaud und Brücken- und Strassenbau-ingenieur Drouhin mit Hilfe eines angesehenen Bohrungsunternehmens vorgenommen Versuche haben gezeigt, dass selbst bei mittelmässigem Boden keine unüberwindlichen Schwierigkeiten der Erreichung dieses Zieles im Wege stehen.

Ganz im Gegenteil : die Einfachheit und Wirtschaftlichkeit der angewandten Mittel lässt es erwägenswert erscheinen, Einzelverankerungen mit Beanspruchungen von 5-6000 t und selbst darüber anzuwenden.

Man verfügt also über ein sehr wirkungsvolles und zweckmässiges Mittel, anwendbar bei allen Bauwerken, welche starken Beanspruchungen ausgesetzt sind : Talsperren, Brückenwiderlagern, Schleusen, Leuchttürmen, Stützmauern usw., und welches gestattet, in den Mauermassen gewisse künstliche elastische Zustände zu erzeugen, ja, sogar ihr statisches Gleichgewicht zu verändern.

Herr Haegelen weist darauf hin, dass man die Apparate zur Messung von Formveränderungen in Talsperren in zwei Kategorien einteilen kann, je nachdem, ob man mit ihnen die einzelnen Formveränderungen an vereinzelten Punkten des Bauwerkes messen kann, oder ob sie die relative Verschiebung eines Punktes einer Talsperre in Bezug auf einen andern angeben.

Oft genügen, vom praktischen Gesichtspunkt aus, die Apparate

der zweiten Kategorie, um festzustellen, dass etwas Ungewöhnliches vorgeht.

Die Apparate der ersten Kategorie vermitteln allerdings vollständigere Angaben, deren Deutung jedoch ziemlich schwierig sein dürfte. Im Hinblick hierauf ist es wünschenswert, die Eigenschaften (besonders der Formveränderungen) solcher Betonarten zu studieren, die wechselnden Belastungen und Regen bei wechselnden Befeuchtungsbedingungen ausgesetzt sind.

Herr Halcrow (England) ist der Meinung, dass die gegenwärtigen Zementsorten angesichts der grossen Betonmassen zu schnell abbinden; die weniger fein gemahlenen Zementsorten, wie er sie bei der gegenwärtigen Vergrösserung der Talsperre von Lochaber (Schottland) anwendet, sind im Hinblick auf die Wärmeentwicklung vorzuziehen.

Er betont die Vorzüge des Verfahrens, das darauf beruhte, dass man die Talsperren aus fertig hergestellten Betonblöcken von 2-4 m Länge, 1 1/2-2 m Breite und 1-2 Tiefe erbaute.

Der Vorsitzende (Herr Gruner) schlägt vor, die Mitglieder des Ausschusses zu benennen, der den Text der Anträge zur Frage 1 a) abfassen soll. Es werden benannt die Herren Hellström, Haegelen, Binnie, Samsioe, Soldan.

Herr Mathieu (Belgien) unterstreicht, dass es vorteilhaft wäre, ein technisches Wörterbuch in mehreren Sprächen für das Gebiet der grossen Beton-Talsperren und Erddämme zu schaffen, um den Vergleich der öffentlichen Arbeiten in den verschiedenen Länder zu erleichtern.

SITZUNG AM 6.JULI IN TROLLHAETTAN

(*von* 9.15 - 13 *Uhr.*).

Herr Baalsrud (Norwegen) übernimmt den Vorsitz.

Herr Coyne (Frankreich) verliest den französischen Text der zur Frage 1 b) vorgeschlagenen Schlussfolgerungen.

Herr Binnie (England) verliest denselben Text in Englisch.

Herr Soldan (Deutschland) verliest ihn in Deutsch.

Herr Bo Hellstrom verliest eine Mitteilung, verfasst von Herrn F. Vogt (Norwegen), welche auf folgendes aufmerksam macht: die Zahlen über Auswaschungen des Betons, wie sie die Herren Gedye und Binnie anführen, stammen von Versuchen an trockenem Beton. Wenn das Innere einer Gewichtsstaumauer gesättigt oder feucht ist, wird die Wirkung der Auswaschung geringer sein, denn sie ist bei feuchtem Beton kleiner als bei trockenem.

Herr Probst (Deutschland):

In Ergänzung zum Bericht No. 6 teilt Herr Probst weitere Beobachtungen und Messungsergebnisse mit. Insbesondere wird mithilfe von 3 Abbildungen gezeigt, welch ungünstigen Einfluss die ungleichmässige Verteilung der infolge sinkender Temperaturen entstehenden Deformationen im Innern des Mauerkörpers haben müssen. Die ungleichmässige Abkühlung führe zu Rissen, wie sie in Bild 2 gezeigt werden. Diese beobachteten Längsrisse seien aber gefährlicher als die Querrisse, weil sie unsichtbar bleiben.

Herr Westerberg (Schweden) gibt Aufschlüsse über das, was er in seinem Bericht (No. 3) die «feuchte Aussenfläche» (front humide) genannt hat: Trennung der Masse des feuchten Betons von der Masse, aus der das Wasser verdunstet; wenn also in den Staubecken die durch diese Verdunstung hervorgerufene Aufschlämmung sich mit der Zeit von der luftseitigen Fläche nach der wasserseitigen ausbreitet, so ist dies nicht der Fall bei den Ueberfall wehren.

Herr Sandri:

Um die in einer Staumauer zu erwartende Temperaturerhöhung im voraus zu berechnen, ist es nicht nur notwendig, die vom verwendeten Zement im ganzen entwickelte Wärmemenge zu kennen; es müssen vielmehr auch die Wärmeverluste an die Umgebung berücksichtigt werden. Da diese Verluste wesentlich davon abhangig sind, innerhalb welcher Zeit der Zement seine Abbindewärme entwickelt, ist es notwendig, die Wärmeentwicklung des Zements pro Zeiteinheit als Funktion der Zeit (besonders während der ersten Tage des Abbindeprozesses) zu kennen. Der Zweck der vorliegenden Arbeit war es, möglichst einfache Methoden zur tasachlichen Ausführung dieser Messung zu entwickeln. Laboratoriumsuntersuchungen dieser Art halten die Verfasser als Ergänzunz zu den an fertigen Talsperren ausgeführten Messungen für unentbehrlich.

Herr Kelen (Deutschland):

1. *Frostschäden* können vermieden werden durch die Herstellung

eines dichten Mauerwerks. Eine Natursteinverkleidung bei Betonmauern ist nicht nötig, da es heute möglich ist, die Aussenflächen der Mauer aus einem dichten Beton herzustellen.

2. Zwecks Erzielung hinreichender *Gleitsicherheit* muss die Gründung so erfolgen, dass ein fester Zusammenhang zwischen Mauer und Fundament besteht. Die Berechnung der Gleitsicherheit nach der bisherigen Methode ist nicht richtig; in der Zukunft muss die Berechnung unter Berüchsichtigung der Haftfestigkeit erfolgen.

3. Die schnelle Abführung der *Abbindewärme* verhindert die Rissebildung nicht; im Gegenteil, sie fördert sie, da die Betonzugfestigkeit am Anfang noch gering ist. Bei Abkühlung mittels Kühlrohre sind radiale Risse entlang der Rohre zu erwarten. Es wird vorgeschlagen, Gewichtsstaumauern anschnittsweise herzustellen und einen jeden Mauerabschnitt in ununterbrochener Betonierung hochzuführen.

4. Stellungnahme gegen den Satz der ursprünglichen Fassung der Resolution 1 a), der empfiehlt, Bruchsteinmauerwerk dem Beton vorzuziehen.

5. Vorschlag zur Aenderung des Satzes der ursprünglichen Fassung der Resolution 1 a), der die Werwendung eines Zements empfiehlt, der den Rissebildungen entgegenwirkt. Denn ein jeder Zement schwindet; ausserdem hängt das Schwindmass auch von Bauvorgang und von der Nachbehandlung des Betons ab.

6. Es wird empfohlen, in der Zukunft die Dehnungsfugenweite zu messen u.s.w. nicht nur an den Randflächen sondern auch im Inneren der Fugen.

7. Zukünftige Beobachtungen sollen feststellen, ob die Dehnungsfugen sich in das Fundament durch dessen Rissbildung verlängert haben oder nicht.

Herr Werner (Schweden) teilt mit, dass die Königliche Schwedische Wasserbauverwaltung im Hinblick auf die besondern Eigenschaften, die ein für den Talsperrenbau bestimmter Zement besitzen muss die Zementfabriken des Landes aufgefordert hat, einen für diesen Zweig des Bauwesens besonders geeigneten Zement herzustellen. Er zeigt an Hand von Abbildungen und Tafeln die besondern Merkmale und speziellen Vorteile des in der Zementfabrik Vargoen hergestellten Zements, welche die Kongressteilnehmer zu besichtigen Gelegenheit hatten : Wasserlöslichkeit, Wärmeentwicklung, Abbindezeit, Festigkeit, Schwindung und Rissebildung.

Nach einer ziemlich langen Aussprache über die Texte der Schlussfolgerungen zur Frage 1 a) lässt der Vorsitzende (Herr Baalsrud) den Text der Anträge zur Frage 1 b) verlesen. Dieser Text wird mit 21 gegen 9 Stimmen angenommen.

Die vom Kongress vorgelegten Anträge sind genehmigt und in Kraft gesetzt worden durch die Ausschuss-Sitzung der Kommission, die am gleichen Tage in Trollhättan lagte.

CONCLUSIONS

I. — Les principales causes de déformation des barrages-poids peuvent être énumérées comme suit:

1. La charge :

a) pression de l'eau,

b) poids de la maçonnerie,

c) autres charges diverses comprenant : pression de la glace, chocs, vibrations dues au passage de l'eau par dessus le barrage, etc...

2. Gonflement et retrait dus aux variations de la quantité d'eau demi-fixée contenue dans les matériaux;

3. Variations de température :

a) dues à la chaleur créée et dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement,

b) dues à l'atmosphère,

c) provenant de la chaleur contenue dans l'eau en contact avec l'ouvrage.

4. Variations dans les matériaux :

a) variations des propriétés élastiques,

b) variations du poids spécifique dues aux variations du degré hygroscopique,

c) modifications chimiques et physiques non mentionnées ci-dessus, telles que vieillissement du béton, etc...

5. Glissement ou déformation plastique dans le béton.

6. Fatigues locales, efforts provenant de fissures ou d'autres irrégularités existant dans la maçonnerie, etc.

7. Mouvements ou modifications de l'état des fondations, y compris les secousses sismiques.

II. — On peut distinguer deux natures de déformation :

a) la déformation permanente ou irréversible, qui demeure acquise même si la cause de la déformation a disparu;

b) la déformation élastique ou réversible, qui reste liée à la cause et s'annule avec elle, mais quelquefois après un certain délai.

III. — Il est désirable de poursuivre des recherches sur les propriétés physiques, chimiques et mécaniques du béton et des autres matériaux employés dans la construction des grands barrages. En particulier l'effet et la dépendance mutuelle des causes 2, 3, 4a et 5 semblent requérir de nouvelles investigations. En général, l'effet de la cause 3b semble bien connu, sauf sur certains points, tels que le coefficient de dilatation des matériaux en œuvre.

IV. — L'attention est appelée sur la difficulté d'appliquer directement les résultats des expériences de laboratoire aux ouvrages réels. Des précautions spéciales sont requises à ce sujet.

V. — La commission a constaté avec satisfaction le récent développement des appareils d'auscultation des barrages. Il est important que les mesures soient faites non seulement pendant la construction, mais encore pendant les années qui suivent l'achèvement de l'ouvrage de manière à servir au contrôle de la stabilité des barrages.

VI. — Pour contribuer à réduire les effets de la cause 3a, il est indiqué d'employer des ciments dont la prise et le durcissement développent aussi peu de chaleur que possible, sans que leurs autres qualités en soient affectées de manière appréciable. Il est en outre très désirable que des recherches complémentaires soient faites pour obtenir des liants spécialement appropriés à la construction des grands barrages et cette question mériterait d'être rapportée au prochain Congrès International des Grands Barrages.

CONCLUSIONS

I. — The principal causes of deformation in gravity dams can be divided under the following heading :

1. The load :
   (*a*) Water pressure;
   (*b*) Weight of the masonry;
   (*c*) Other loads, including ice pressure, impact, shock, vibration due to water flowing over the dam, etc.

2. Swelling and shrinkage due to changes in the amount of half-fixed water present in the material.

3. Temperature variations :
   (*a*) Due to generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening;
   (*b*) Of the atmosphere;
   (*c*) In the water in contact with the dam.

4. Changes in the material :
   (*a*) Changes in elastic properties;
   (*b*) Changes in specific gravity due to variation of moisture content;
   (*c*) Chemical and physical changes not mentioned elsewhere, such as the ageing of concrete, etc.

5. Creep or plastic flow in the concrete.

6. Local fatigue, relief of stresses by cracks or other irregularities in the masonry, etc.

7. Movement and changes of foundations, including earth shocks, etc.

II. — It is possible to distinguish between two kinds of deformation :

(*a*) Permanent or non-reversible. This deformation cannot be eliminated later on even if the cause of the deformation disappears.

(*b*) Elastic or reversible. This deformation always remains related to the cause of the deformation and is eliminated if the cause disappears. This recovery may, however, be delayed.

III. — Continued research work in regard to physical, chemical and mechanical properties of concrete and other material for large dams is desirable. In particular, the effect and interrelation of causes 2, 3, 4 (a) and 5 appear to call for further investigation. In general, the effect of cause 3 (b) seems fairly well known, but there is a lack of knowledge in certain respects as, for instance, in regard to the coefficient of expansion and contraction as measured in dams.

IV. — Particular attention should be paid to the fact that it is difficult to apply results of laboratory tests and experiments to actual construction work on large dams and that special caution is required in connection therewith.

V. — It is noticed with satisfaction that many instruments have recently been developed to measure deformation in dams. It is important that such measurements should be made not only during the construction period but also for a period of years after the works have been completed. This is of special importance for ascertaining the stability of the dam at any period.

VI. — In order to reduce the effect of cause 3 (a) it is preferable to use a cement which develops as little heat as possible without adversely affecting other necessary properties to any appreciable extent. It is further desirable that additional research work should be carried out with the object of obtaining a cement or other binding material especially suitable for large dams. It is recommended that a report on this question should be prepared and presented to the next Congress of the International Congress on Large Dams.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

I. — Die wichtigsten Ursachen für die Formänderungen von Gewichtsmauern können wie folgt gegliedert werden.

1) Die Belastungen

a) Wasserdruck,

b) Gewichte des Mauerwerks,

c) Andere Belastungen wie Eisdruck, plötzliche Stösse, Erzitterungen infolge des Ueberfliessens von Wasser über die Mauer u.s.w.

2) Quellen und Schwinden hervorgerufen durch die Schwankungen im Gehalt von halb gebundenem Wasser im Mauerwerk.

3) Temperaturänderungen,

a) Hervorgerufen durch das Erwärmen und wieder abkühlen des Zements während des Abbindens und Erhärtens,

b) der Aussenluft,

c) des Wassers das die Mauer bespült,

4) Aenderungen im Baustoff

a) Aenderungen der elastischen Eigenschaften

b) Aenderungen des Raumgewichts infolge von Schwankungen des Feuchtigkeitshalts
des Feuchtigkeitsgehalts

c) Chemische und physikalische Aenderungen die sonst noch nicht erwähnt sind, wie das Altern des Betons u.s.w.

5) Plastische Veränderungen im Beton.

6) Oertliche Ermüdungen, Nachlassen der Spannungen durch Risse oder andere Unregelmässigkeiten im Mauerwerk u.s.w.

7) Bewegungen und Veränderungen im Untergrund, einschliesslich Erdbeben.

II. — Man kann folgende Arten von Formänderungen unterscheiden.

a) dauernde oder irreversible. Diese Formänderungen verschwinden nicht, auch wenn die Ursache der Formänderung wegfällt.

b) elastische oder reversible. Diese Formänderung steht immer im Verhältnis zu ihrer Ursache und verschwindet wenn die Ursache nicht mehr wirkt. Die Rückkehr in den alten Zustand kann sich jedoch verzögern.

III. — Eine fortgesetzte Untersuchung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Betons und anderer Baustoffe für Talsperren ist erwünscht. Vor allen Dingen erfordert die Wirkung und das Zusammenwirken der Ursachen 2, 3, 4 a und 5 weitere Untersuchung. Im allgemeinen scheint die Wirkung der Ursache 3 b ziemlich gut bekannt zu sein; aber in mancher Beziehung sind unsere Kenntnisse noch mangelhaft, z.B. im Hinsicht auf die in Talsperren gemessenen Ausdehnungskoeffizienten.

IV. — Besondere Beachtung ist dem Umstande zu zollen, dass es schwierig ist, die Ergebnisse von Messungen und Versuchen im Laboratorium auf die Bauwerke selbst zu übertragen, und dass hierin besondere Vorsicht nötig ist.

V. — Man kann mit Befriedigung feststellen dass neuerdings viele Instrumente erfunden werden sind um die Formänderungen in Talsperren zu messen. Es ist wichtig, dass solche Messungen nicht nur während der Bauzeit selbst gemacht werden, sondern auch während eine Reihe von Jahren nach der Fertigstellung des Bauwerke. Das ist besonders wichtig um die Standsicherheit einer Talsperre jederzeit feststellen zu können.

VI. — Um die Wirkung der Ursache 3 a einzuschränken, empfiehlt es sich, einen Zement zu verwenden, der eine möglichst geringe Abbindewärme entwickelt, ohne dass andere wichtige Eigenschaften in irgendwelchem Masse schädlich beeinflusst werden. Es ist ferner erwünscht dass weitere Untersuchungen ausgeführt werden, um einen Zement oder ein anderes Bindemittel zu erhalten, das besonders für den Talsperrenbau geeignet ist. Es wird empfohlen, dass ein Bericht über diese Frage ausgearbeitet und auf der nächsten Sitzung der Talsperrenkommission vorgelegt wird.

TABLE DES MATIÈRES

QUESTION I *b*)

QUESTIONS RELATIVES AUX INFLUENCES DE LA TEMPERATURE INTERNE ET A LA DEFORMATION DES BARRAGES-POIDS

Rapports :

		Page
N° 6.	MM. PROBST (Allemagne)	5
7	GRENGG (Autriche). Mesures des déformations exécutées sur les barrages autrichiens	43
8.	ABEL, FILLUNGER, REDLICH, SANDRI (Autriche). Recherches thermiques de longue durée sur du ciment ayant fait prise	51
9.	COYNE (France)	63
10.	HAEGELEN (France)	103
11.	EIICHIRO ISHII (Japon)	129
12.	Rapport suisse : MM. JOYE, LANG, KAECH et JUILLARD	167
13.	MM. BOESCH et ROS (Suisse). Mesures des déformations sur le barrage de Garichte de la Centrale Sernf-Niederenbach à Schwanden, Canton de Glarus (Suisse)	227
14.	KHAIRY (Egypte). Méthodes employées dans la construction des joints de contraction dans la maçonnerie du deuxième exhaussement du barrage d'Assouan (Egypte)	233
15.	NAGUIB IBRAHIM BEY (Egypte). Fissures de température dans les barrages et digues, spécialement dans le barrage Nag-Hamadi (Egypte)	257
16.	LAMPL (Hongrie). Proposition d'exécution d'une série de recherches concernant la détermination du retrait du béton, au point de vue particulier de la manière dont se comporte ce matériau dans le coulage du béton	271
38.	LALIN et ROYEN (Suède)	281
41.	VOGT (Norvège)	293
42.	TERZAGHI (Autriche). Procédés de mesures des mouvements que subissent les barrages en béton	311
43.	HOUK et STEELE (États-Unis)	321
44.	NIELANDER (U.R.S.S.). Recherches concernant les déformations et la température dans le béton du barrage Dnieprostroi	351
Rapport Général : Bo HELLSTOM (Suède) :		
Texte anglais		379
Texte allemand		405
Texte français		435
Compte rendu *in extenso* de la discussion :		
Réunion technique du 1er juillet 1933, à Stockholm		463
Réunion technique du 6 juillet 1933, à Trollhättan		490
Résumé de la discussion :		
Texte français		523
Texte anglais		530
Texte allemand		537
Conclusions :		
Texte français		545
Texte anglais		547
Texte allemand		549

TABLE OF CONTENTS

QUESTION 1 *b*)

INFLUENCE OF INTERNAL TEMPERATURE AND DISTORTION OF WEIGHT-DAMS

Reports :

		Page
6.	MM. PROBST (Germany)	5
7.	GRENGG (Austria). Measurements of the distortions on Austrian dams	43
8.	ABEL, FILLUNGER, REDLICH, SANDRI (Austria). Thermic Researches on cement after setting and hardening	51
9.	COYNE (France)	63
10.	HAEGELEN (France)	103
11.	EIICHIRO ISHII (Japan)	129
12.	Swiss Report : MM. JOYE, LANG, KAECH and JUILLIARD	167
13.	MM. BOESCH and ROS (Switzerland). Measurements of the distortions on the Garichte dam (hydroelectric plant of Senrf-Niederenbach, Schwanden (Switzerland)	227
14.	A. KHAIRY (Egypt). Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of Aswan Dam	233
15.	NAGUIB IBRAHIM BEY (Egypt). Temperature cracks in weirs and dams with special reference to Nag-Hamadi Barrage	257
16.	LAMPL (Hungary). Propositions covering a series of researches concerning the shrinkage of concrete	271
38.	LALIN and ROYEN (Sweden)	281
41.	VOGT (Norway)	293
42.	TERZAGHI (Austria). Methods of measure of the displacements sustained by concrete dams	311
43.	HOUK and STEELE (U.S.A.)	321
44.	NIELANDER (U.S.S.R.). Investigation of strains of temperature in the concrete of the Dnieprostroi Dam	351
General Report. Bo HELLSTROM :		
	English text	379
	German text	405
	French text	435
Minutes of the meetings :		
	July 1st, at Stockholm	463
	July 6th, at Trollhättan	499
Abstract of the discussion :		
	French text	523
	English text	530
	German text	537
Conclusions :		
	French text	545
	English text	547
	German text	549

INHALTSVERZEICHNISS

FRAGE 1 *b*)

EINFLUSS DER INNEREN TEMPERATUR UND DEFORMATION DER SCHWERGEWICHTSMAUERN

Berichte

		Seite
N. 6.	MM. PROBST (Deutschland)	5
7.	GRENGG (Oesterreich). Deformationsmessungen an osterreichischen Talsperren	43
8.	ABEL, FILLUNGER, REDLICH, SANDRI (Oesterreich). Thermische Dauerunterswchungen an abgebundenem Zement	51
9.	COYNE (Frankreich)	63
10.	HAECELEN (Frankreich)	103
11.	EIICHIRO ISHII (Japan)	129
12.	Schweizerischer Bericht : MM. JOYE, LANG, KAECH und JUILLARD	167
.13	MM. BOESCH und ROS (Schweiz). Verformungsmessungen an der Staumauer Garichte der Kraftwerke Sernf-Niederenbach bei Schwanden, Kt. Glarus (Schweiz)	227
14.	KHAIRY (Aegypten). Bauverfahren der Fugen des Mauerwerkes bei der zweiten Erhöhung des Assuan Dammes	233
15.	NAGUIB IBRAHIM (Aegypten). Temperatur-Risse in den Staumauern nämlich im Nag-Hamadi Damm	257
16.	LAMPL (Ungarn). Vorschlag zur Durchführung von Serienversuchen behufs Bestimmung des Schrumpfens von Beton, mit besonderer Rücksicht auf das diesbezügliche Verhalten des Gussbetons	271
38.	LALIN und ROYEN (Schweden)	281
41.	VOGT (Norwegen)	293
42.	TERZACH((Oesterreich). Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren	311
43.	HOUK und STEELE (Amerika)	321
44.	NIELANDER (Russland). Versuchen und Beobachtungen an der Staumauer Dnieprostroy	351
Rapport General. Bo HELLSTROM (Schweden) :		
	Englische Auffassung	379
	Deutsche Auffassung	405
	Französische Auffassung	435
Ausfürliche Besprechung :		
	Sitzung am 1 Juli 1933 in Stockholm	463
	Sitzung am 6 Juli 1933 in Trollhättan	499
Zusammenfassung :		
	Französische Auffassung	523
	Englische Auffassung	537
	Deutsche Auffassung	537
Schlussfolgerungen :		
	Französische Auffassung	545
	Englische Auffassung	547
Deutsche Auffassung		549

Spier Falls dam	Gravity	New York	1905			2.5	117	47	2		16	Outside water temp., 52° F.
C.C.C.& St.L.R.R. bridge	Pier	Sidney, Ohio	1923	17	Near center	7.9	113	73	17		17	3000-lb. concrete at 28 days.
	Arch ring		1923	5.5	At center	2.8	120	40†	2			At crown.
	Arch ring		1923	13.8	At center	6.9	150	70‡	5			Near haunch.
Gatun locks	Canal wall	Panama	1910	50	Inner face	10.1	131	50	18		18	
Mass concrete	Not known	Not known	?	11.5	At center	3.8	125.6	83.7	7		19	From a French Commission Report.
Hudson River bridge	Anchorage	New York	1928		Near center	24	118	71.5	11		20	
Pulp and power works	Canal wall	Maine	1909	§	At center	§	119	49	9	1.0†	21	Mix; 1:3:5.
Cedar ave. bridge	Pier shaft	Minnesota	1927	14	3 ft. above bottom	5.0	100	55	6	1.1†	22	Field mix; 1:2.86:4.62.
Bank of England	Ret. wall	England		8	Near center	4	100	50	3		23	Mix not given.
	Strong room						150	100				
Compton Hill res.	Ret. wall	St. Louis, Mo.	1917	1.5	At center	0.75	68.2	7.2	0.54		24	Richer mix than in retaining wall.
Walnut st. bridge	Rein. conc. arch	Des Moines, Iowa	1911	4.0	Near intrados	0.50	108	32	1.33	1.3†	25	Mix; 1:2:4.
Highway bridge	Rein. conc. arch	Eatonton, Ga.	1928	4	At center	2	130	52	7	1.3†	26	In arch rib at quarter point. 1:2:4 mix.
Arlington Memorial bridge	Rein. conc. arch	Washington, D. C.	1929		In arch		140		1.25		27	In thicker proportions of arch barrel.
Chute a Caron	Penstock	Quebec, Canada	1930	8	At center	4	132	66	2.8	1.34	28	3000-lb. conc. at 28 days; water-cement ratio 0.90.
	Obelisk pier				Upper surface	2.5	157	67	0.6	1.34		
Bremerton bridge	Pier footing	Washington	1930		Upper surface		101	51	11	1.4	29	Tremied conc.; water temp. 49.5° F.

*Shortest distance, whether horizontal, inclined, or vertical, at time of maximum temperature. †Computed for mix noted. ‡Interpolated or estimated. §Not given.

Reproduced From *Western Construction News*, August 10, 1931, Page 413.

TABLE III.

Maximum Temperatures in Concrete Structures as Affected by Setting Heat

Structure	Type, or part of structure	Location	Approximate dates	Concrete thickness, ft.	Location of thermometers or nearest surface	Distance* to face, ft.	Maximum temperature, °F.	Max. rise in temp., °F.	Time to reach max., days	Cement content, bbl. per cu.yd.	Ref. No.	Remarks
Gibson dam	Arch	Montana	1928	25.2	At center	12.5	75.4	36.2	6	1.00	1	Mix: 1 part cement; 2.7 sand; 1.9 pea gravel; 2.4 coarse gravel; 3.0 cobbles.
			1928	54.5	Upstream	8.0	105.2	48.9	13	1.00		
Arrowrock dam	Curved gravity	Idaho	1914	103.5	Upstream	31.0	96.2	35.7	101	1.07	2	Sand cement; 45% pulverized granite, 55% portland cement. Mix, 1:2½:5:2½.
			1913	159.4	Downstream	20.0	86.2	36.7	45	1.07		
Bull Run dam	Curved gravity	Oregon	1928	45.7	At center	18.8	113.0	55.8	44	0.88	3	Real mix: 1:9.3.
Pardee dam	Curved gravity	California	1928	110.7	At center	55.3	102	32	210	0.80	4	
				110.7	Upstream	10.0	87.8	37.8	14	0.80		
Wilson dam	Straight gravity	Tennessee	1923	66.2	At center	26.0	114	66	24	1.25	5	Mix: 1:2½:5.
Owyhee dam	Curved gravity	Oregon	1930		Upstream		120	50	21	1.06	6	Thermometers lowered in pipes.
Kensico dam	Straight gravity	New York	1914	142	Upstream	14.5	87.5	40	29	0.73	7	Cyclopean masonry, 27% large stone, 73% mix—1 part cement; 3 parts fine aggregate; 6 parts coarse aggregate.
				80	At center	18	118.5	41	15	0.73		
Boonton dam	Straight gravity	New Jersey	1904	18.1	At center	9.0	93.0	18.5	13	0.53	8	Cycl. masonry: 50% large stones, 50% of 1:3:6 conc.
Calaveras dam	Arch	California	1929	45	At center	22.5	117.0	58.0	9	0.95	9	
Spaulding dam	Arch	California	1916	18.1	At center	9.0	91.0	44.0	12	1.0†	10	Mix: 1:3:6. Dam raised 35 ft. 15-ft. raise in height. Mix 1:2½:5. 15-ft. slab added at downstream side; mix 1:2½:5.
			1919	12.5	At center	6.2	117‡	58	7	1.1†	11	
			1919	44.9	Downstream	7.0	135‡	75	7	1.1†		
La Joone dam	Arch	Switzerland	1920	31.4	At center	15.7	95.0	45.9	6	1.04†	12	
Stevenson Creek dam	Arch	California	1920	7.4	At center	3.7	104.0	45.0	1	1.04†		
			1926	6.2	At center	3.1	116.7	43.3	2	1.5†	13	Mix: 1:3:2.
Emigrant Creek dam	Arch	Oregon	1924	15.9	Near center	7.6	136‡	71‡	7‡	1.25	14	Mix: 1:2½:5.
Rock Creek dam	Multiple arch	California	1917	1.17	At center	0.58	62.1	17‡	0.75	1.3†	10	Mix: 1:1½:4½.
East Canyon Creek dam	Arch	Utah	1916		Upper surface	15	70	35‡		1.19	15	Thermometers lowered in 1½-in. pipes.

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